



COMUNE DI PRATO

VILLA SANTA CRISTINA

Via per Poggio Secco n. 58 - 59100 - Prato

PROPRIETA':

POLISTRAD E COSTRUZIONI GENERALI S.p.A.

Via di Pantano n. 11 - 50013 - Campi Bisenzio

**RIFUNZIONALIZZAZIONE E RIQUALIFICAZIONE RESIDENZIALE
DEL COMPLESSO DI SANTA CRISTINA A PIMONTE
VARIANTE AL PdiR N.212/2008**



PROGETTISTI:

DOTT. ING. MARCELLO GIULIO MAZZANTI

PROF. ARCH. GIUSEPPE A. CENTAURO

SERIE RZ11	ELABORATO	SCALA
I PROGETTISTI INCARICATI	Integrazioni all'indagine di fattibilità geologica e idraulica ai sensi dell'art. 62 della LR 1/2005, DPGR 53/2011	
DATA febbraio 2016		

INDICE

1.) PREMESSA	pag.	2
2.) DATI GEOGNOSTICI DISPONIBILI	pag.	5
3.) SCHEMATIZZAZIONE STRATIGRAFICA E GEOTECNICA	pag.	15
4.) RISPOSTA SISMICA LOCALE	pag.	14
4.1.) Amplificazione stratigrafica	pag.	14
4.2.) Amplificazione topografica	pag.	18
4.3.) Coefficiente di amplificazione e coefficienti sismici	pag.	18
5.) VERIFICHE DI STABILITA'	pag.	22
5.1.) Considerazioni generali e parametri geotecnici	pag.	22
5.2.) Analisi dei risultati delle verifiche	pag.	28
5.2.1.) Verifiche allo stato attuale e in corso di scavo	pag.	28
5.2.2.) Verifica alla stabilità globale	pag.	30
5.2.3.) Verifiche condotte per valutare le forze stabilizzanti necessarie	pag.	30
5.3. Altre considerazioni geotecniche relative agli scavi per la realizzazione dell'ascensore nel cortile della villa e per il collegamento di questo all'autorimessa interrata	pag.	32
6.) CONCLUSIONI CIRCA LA CLASSIFICAZIONE DI FATTIBILITA' DA ATTRIBUIRE ALL'INTERVENTO	pag.	35

IN APPENDICE: Prove penetrometriche
Sondaggio a carotaggio continuo
Prove di laboratorio
Indagine geofisica

1.) PREMESSA

Su incarico della società POLISTRADDE COSTRUZIONI GENERALI S.p.a., in data 12 giugno 2015 è stato presentato lo studio geologico di fattibilità, redatto ai sensi DPGR 53/R/2011, a supporto della Variante al Piano di Recupero n. 212/2008 per la rifunzionalizzazione e riqualificazione residenziale del complesso di Santa Cristina a Pimonte.

In seguito a sopralluogo condotto sul posto con il Tecnico del Genio Civile di Prato, è emersa la richiesta della presente relazione integrativa.

Ciò deriva essenzialmente dal fatto che, prima della presentazione della Variante al PdR, erano già stati condotte e consegnate alla Committenza le indagini a supporto della progettazione esecutiva dell'intervento, di cui si dà atto anche nella relazione del 12 giugno 2015 redatta a supporto della Variante al PdR.

In base a ciò, è stato ritenuto opportuno integrare tale ultima relazione con le presenti note, e più in particolare:

- saranno allegati tutti i dati geognostici disponibili, con particolare riferimento al sondaggio condotto ed alle prove di laboratorio eseguite sui campioni prelevati nel corso del sondaggio stesso, nonché l'indagine geofisica condotta allo scopo di definire l'amplificazione sismica locale;
- essendo l'aspetto geologico più rilevante costituito dalla necessità, per la realizzazione dell'autorimessa interrata, di condurre uno scavo alla base dell'alto muro a retta che delimita la proprietà verso monte, si allegheranno le verifiche di stabilità condotte, sulla base delle quali è stata definita la necessità di proteggere lo scavo con la preliminare esecuzione di una paratia di pali, che fa parte del progetto esecutivo già redatto;
- sulla base dell'indagine geofisica, è stata condotta una valutazione dell'amplificazione sismica locale; anche questa sarà qui riportata.

Essendo dunque in tal modo già risolti gli aspetti geologici che possono limitare o condizionare la fattibilità dell'intervento, si potrà rivedere la classificazione di fattibilità.

Si ricorda in tal senso che dall'analisi delle classificazioni attribuite in sede di strumento urbanistico comunale e dei controlli eseguiti, si ha per l'area la seguente Classificazione di Pericolosità:

- Essendo l'area ubicata in zona pedecollinare rilevata rispetto alla pianura, essa risulta non interessata da rischio idraulico. E' assegnata pertanto **Pericolosità idraulica I.1** - pericolosità idraulica bassa - in quanto "area morfologicamente rilevata".
- Sulla carta della Pericolosità Sismica Locale (ZMPSL) del Piano Strutturale, l'area è classificata a **Pericolosità sismica locale elevata S.3**. Ciò in quanto si è in "zona con presenza di coperture colluviali"; ciò può, in prima analisi, far ritenere possibili fenomeni di amplificazione sismica locale dovuta al contrasto di impedenza sismica tra la copertura ed il substrato.
- Sulla carta di Pericolosità geomorfologica di Piano Strutturale, è assegnata all'area la **Pericolosità geomorfologica G.3** (Pericolosità geomorfologica elevata) in quanto "area di potenziale instabilità dovuta alla pendenza del versante". Ciò in collegamento con la natura e la pendenza dei terreni; essendo evidenziata in zona una fascia di detrito di versante che interessa la base del rilievo, la natura argillosa di detto materiale rende sufficiente una pendenza del 10% perché sia stata attribuita la pericolosità sopra detta.

In base alle sopra riportate Classificazioni di Pericolosità, era stata attribuita all'intervento, ai sensi del DPGR 53/R, la Fattibilità condizionata F3, ovvero, in maggior dettaglio, Fattibilità Idraulica 1, Fattibilità Geomorfologica G.3, Fattibilità Sismica S.3.

La fattibilità 3, come indicato dal DPGR 53/R *"si riferisce alle previsioni urbanistiche ed infrastrutturali per le quali, ai*

fini della individuazione delle condizioni di compatibilità degli interventi con le situazioni di pericolosità riscontrate, è necessario definire la tipologia degli approfondimenti di indagine da svolgersi in sede di predisposizione dei piani complessi di intervento o dei piani attuativi o, in loro assenza, in sede di predisposizione dei progetti edilizi. ”.

Essendo tuttavia gli approfondimenti necessari (sia dal punto di vista geologico-geomorfologico che sismico) già stati condotti, essi saranno, come sopra detto, allegati alla presente relazione integrativa; ciò darà luogo ad una nuova classificazione di fattibilità che terrà conto degli aspetti di pericolosità già affrontati e risolti.

2.) DATI GEOGNOSTICI DISPONIBILI

Si riportano in appendice alla presente relazione integrativa i risultati di tutte le indagini geognostiche eseguite, costituite da:

- prove penetrometriche
- sondaggio a rotazione a carotaggio continuo con prelievo campioni
- prove di laboratorio geotecnico sui campioni prelevati
- indagine geofisica MASW.

Queste verticali d'indagine sono state eseguite nel giardino rialzato al di sotto del quale sarà realizzata la nuova autorimessa; in particolare, il sondaggio a carotaggio continuo e due delle prove penetrometriche dinamiche sono state eseguite in vicinanza del lato di monte dello scavo da condurre per la realizzazione dell'autorimessa interrata, dove detto scavo interferirà con l'alto muro a retta che delimita la proprietà rispetto ai terreni posti a monte.

Con il sondaggio, nella coltre detritica superficiale dove il campionamento risultava possibile, sono stati prelevati due campioni, denominati S1C1 e S1SH1, sui quali sono state eseguite le seguenti determinazioni di laboratorio geotecnico:

S1C1 (da -1,3 a -1,6 m dal p.c.):

peso di volume
contenuto d'acqua
limiti di Atterberg
prova di taglio diretto CD

S1SH1 (da -2,0 a -2,5 m dal p.c.):

peso di volume
contenuto d'acqua
limiti di Atterberg
analisi granulometrica completa
prova di taglio diretto CD
prova di compressione semplice ELL

In FIG. 1 si riporta l'ubicazione delle indagini sopra descritte.

Delle 5 prove penetrometriche, solo la prima prova è stata iniziata con metodo statico (CPT1), ma essa ha trovato resistenza a rifiuto a soli 140 cm di profondità; essa è stata quindi proseguita coassialmente con metodo dinamico; questo, data la maggior energia di infissione, ha permesso di proseguire la prospezione fino a -7 m dal p.c. (zona di valle della nuova autorimessa, nei pressi del muro a retta che sorregge il giardino sotto il quale l'autorimessa stessa sarà realizzata); le altre prove, constatata la scarsa possibilità di esecuzione delle prove statiche, sono state eseguite fin dall'inizio con metodo dinamico.

Tutte le prove penetrometriche sono state condotte fino a rifiuto, raggiungendo profondità comprese tra -3,0 e 7,0 m dal p.c..

Il rifiuto può essere ragionevolmente attribuito alla presenza del substrato lapideo argillitico inalterato o al "cappellaccio" d'alterazione dello stesso; ciò è del resto confermato dai risultati del sondaggio.

Il perforo del sondaggio a carotaggio continuo, attrezzato con tubo freaticometrico, ha permesso di rilevare presenza di acqua a -1,9 m dal p.c. (piano del giardino nei pressi del muro a retta che lo delimita a monte).

3.) SCHEMATIZZAZIONE STRATIGRAFICA E GEOTECNICA

Fin dai primi sopralluoghi sull'area è apparso del tutto logico che i vari ripiani presenti, tra cui quello antistante la villa e quello a lato della stessa dove è ora previsto di realizzare l'autorimessa interrata, siano stati ottenuti per opera antropica, tramite riporti di suolo e, verso il confine di monte della proprietà, probabilmente tramite scavo.

E' del resto evidente come il versante sia stato modificato nella sua morfologia originaria, che si doveva elevare verso la zona di affioramento della Formazione di M. Morello con pendenza all'incirca continua (come nelle zone confinanti).

Le indagini geognostiche condotte hanno in effetti permesso rilevare i seguenti 4 orizzonti stratigrafici:

- terreni di riporto
- detrito di versante
- substrato alterato (cappellaccio)
- substrato, costituito da argilliti

Si descrivono di seguito i livelli riscontrati.

Livella A - Terreni di riporto (da 0,0 a -1,2 m dal p.c.): la profondità di questo livello nel sondaggio S1 risulta pari a circa 120 cm (sondaggio S1); nella zona di valle dell'area, lo spessore di questa coltre di riporti aumenta, come mostrato dalle verticali DIN3 e DIN5, fino a giungere a circa -4,0 m dal p.c., ovvero una quota leggermente più profonda della base del muro a retta che sorregge il giardino, a testimonianza dell'intervento antropico che fu necessario per terrazzare la zona in oggetto.

Livello B - detrito di versante (da -1,2 a -3,35 m dal p.c.): detrito limoso-argilloso di colore marrone-ocra, a comportamento coesivo. In questo livello sono stati prelevati i due campioni su cui sono state eseguite prove di laboratorio che hanno fornito i seguenti risultati:

Campione S1/C1 prof. -1,3 ÷ -1,6 m

Determinazione peso di volume	1,98 t/mc
Determinazione contenuto di acqua	27,06 %
Densità secca	1,55 t/mc
Limite liquido	38%
Limite plastico	27%
Indice plastico	11%
Indice di consistenza	0,99
Classificazione USCS	ML
Prova di taglio diretto CD	$\phi' = 30,2^\circ$ $c' = 0,13$ Kg/cmq

Campione S1/SH1 prof. -2,0 ÷ -2,5 m

Determinazione peso di volume	2,06 t/mc
Determinazione contenuto di acqua	23,69 %
Densità secca	1,66 t/mc
GHIAIA	8,72 %
SABBIA	9,25 %
LIMO	43,19 %
ARGILLA	38,84 %
Limite liquido	46 %
Limite plastico	27 %
Indice plastico	19 %
Indice di consistenza	1,17
Indice di gruppo	13
Classificazione USCS	CL (limi o argille inorganiche di bassa plasticità)
Attività	0,5
Prova di compressione ELL - q_u :	2,34 Kg/cmq
Prova di taglio diretto CD	$\phi' = 21,6^\circ$ $c' = 0,17$ Kg/cmq

Si nota come il campione S1H1, prelevato a profondità leggermente maggiore, nonostante l'elevato valore di coesione non drenata ($c_u = q_u/2 = 2,34/2 = 1,17$ Kg/cmq), sia dotato di una maggior plasticità e fornisca a lungo termine una resistenza in termini di sforzi efficaci ed in particolare un angolo di attrito ϕ' assai più ridotto, pari a $21,6^\circ$.

Sarà dunque cautelativo parametrizzare il livello detritico limo-argilloso con i risultati ricavati dalle analisi di laboratorio eseguite su questo campione.

Livello C - Cappellaccio di alterazione della roccia in posto (da -3,35 a -4,35 m dal p.c.): argilliti fortemente alterate fratturate e scompagnate, nell'insieme equiparabili ad un insieme detritico a granulometria grossolana in scarsa matrice argillosa color marrone-verdastro.

I valori di resistenza N20 ricavati con le prove penetrometriche risultano generalmente compresi tra 15 e 20 colpi.

Sulle verticali di prova DIN1 e DIN5, eseguite nella porzione di valle dell'area, questo livello si trova a maggiore profondità, ovvero rispettivamente a circa -5,4 m dal p.c. e a circa -4,8 m dal p.c. in DIN5.

Dal punto di vista litotecnico, questo orizzonte stratigrafico può essere caratterizzato con un comportamento prevalentemente attritivo; tenendo conto di un valore medio N20 = 17, si può attribuire una resistenza Nspt di circa 26 colpi, cui si associa un angolo di attrito interno $\phi' = 35^\circ$. Una leggera coesione simulerà poi l'effetto della matrice argillosa presente; si porrà allora $c' = 0,1 \text{ Kg/cmq}$.

Livello D - substrato argillitico (da -4,35 m dal p.c. nel sondaggio S1) fino alla massima profondità raggiunta (-15 m dal p.c. sempre nel sondaggio S1): argilliti e marne di colore grigio scuro, inglobanti livelli calcarenitici grigio scuri propriamente litoidi.

La prova Nspt condotta in avanzamento a -12 m dal p.c., nel punto risultato più tenero in corso di perforazione, ha fornito il valore Nspt = 76, a testimonianza dell'elevata compattezza delle argilliti.

Ad altre quote non sono state eseguite prove SPT poiché, a giudizio dell'operatore, avrebbero senz'altro trovato resistenza a rifiuto.

Le argilliti della Formazione di Sillano, stratigraficamente sottostanti alla Formazione di Monte Morello, sono una tipica formazione strutturalmente complessa (A.G.I., 1979), costituita da argilliti e da blocchi e brandelli di strati lapidei di dimensioni comprese tra alcuni centimetri ed alcuni metri. La componente argillitica può risultare prevalente o meno; nel caso in oggetto, terremo cautelativamente conto di una prevalente

composizione argillitica; in tal modo, quest'ultima può giungere a oltre l'80%.

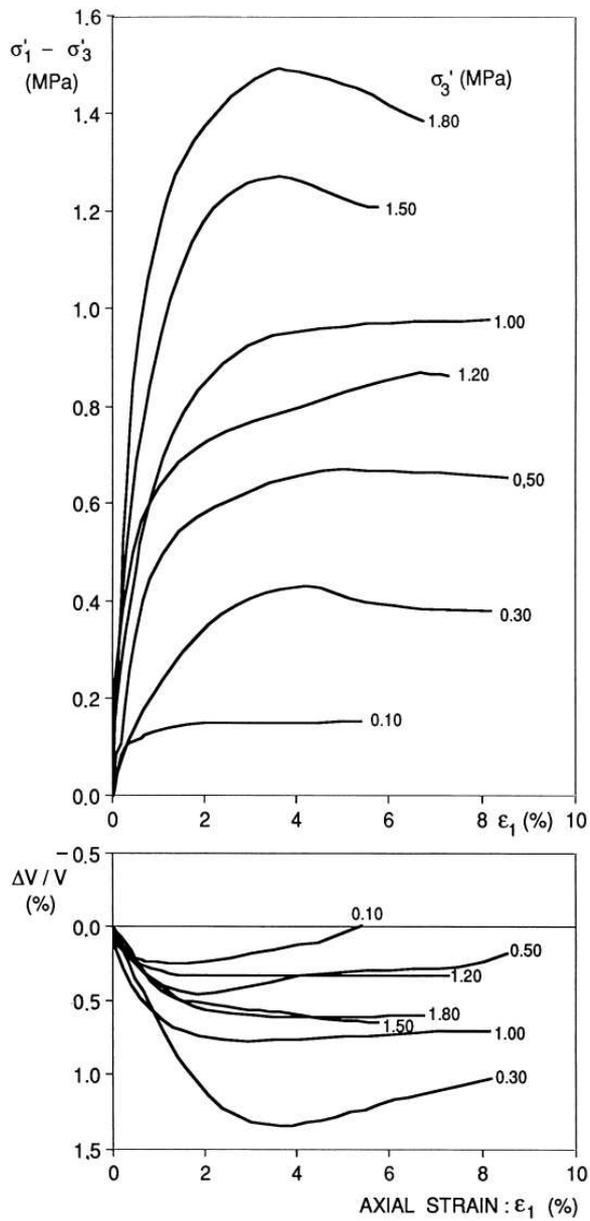
A causa degli sforzi tettonici e delle deformazioni subite, l'assetto dell'ammasso è facilmente caratterizzato da una disordinata distribuzione delle due componenti litologiche; talora si ha un'alternanza più regolare delle due componenti (vedi esempi fotografici sotto riportati).



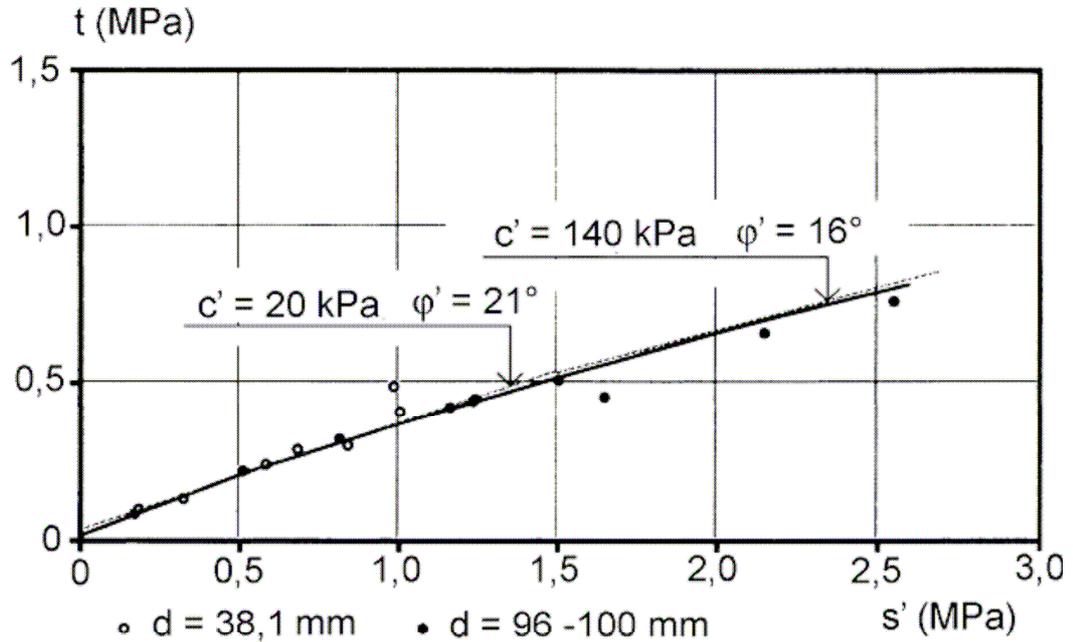
La componente argillitica si presenta solitamente come intensamente fratturata ed interessata da diffuse strutture di taglio.

Le proprietà meccaniche ed il comportamento in loco della formazione dipendono dalle caratteristiche delle due componenti litologiche sopra viste e dalle relazioni tra esse intercorrenti; in tal modo, prove di laboratorio eseguite sulla sola parte argillitica, peraltro di assai difficile esecuzione, non forniscono un quadro certo delle caratteristiche meccaniche dell'insieme. Tenendo tuttavia cautelativamente conto della prevalenza della componente argillitica e della fratturazione e mancanza di continuità dei livelli lapidei, si può ritenere che il comportamento meccanico dell'insieme dipenda essenzialmente dalla frazione argillitica (Haneberg, 2004, per le "Argille scagliose").

La resistenza a taglio ottenuta mediante prove di compressione triassiale su campioni indisturbati di argilliti privi di frammenti lapidei, ottenuta con prove triassiali CID eseguite su provini di 100 mm di diametro e 200 mm di altezza e riportata in studi condotti da D'Elia e Pagliata, sono riportati nei grafici sotto riportati (ripresi dagli stessi studi):



L'involuppo di resistenza a taglio di picco ottenuto da prove di compressione triassiale CID su provini di differente diametro risulta curvilineo, come da grafico sotto riportato:



Dal grafico si deducono dei parametri di resistenza a taglio variabili tra:

$$c' = 20 \text{ Kpa} = 0,2 \text{ Kg/cmq}$$

$$\phi' = 21^\circ$$

e

$$c' = 140 \text{ Kpa} = 1,43 \text{ Kg/cmq}$$

$$\phi' = 16^\circ$$

Da notare che la seconda coppia di valori risulta abbastanza simile a quella che si otterrebbe per un insieme molto fratturato e di scadente qualità secondo la classificazione di Bieniawski; attribuendo un indice RMR (Rock Mass Rating) assai basso, pari a 20 (ammasso roccioso di qualità molto scadente), risulterebbe infatti possibile attribuire in via cautelativa al "continuo equivalente" la seguente parametrizzazione geomeccanica:

$$c = 5 \text{ RMR (Kpa)} = 100 \text{ Kpa} = 1,0 \text{ Kg/cmq}$$

$$\phi = 5 + \text{RMR}/2 = 15^\circ$$

I parametri di resistenza a taglio ricavati nel corso di altre esperienze mediante prove di taglio diretto su campioni di dimensioni standard risultano mediamente pari a:

$$c' = 50 \div 100 \text{ Kpa}$$

$$\phi' = 20^\circ \div 25^\circ$$

Si cita infine un'esperienza su simile roccia argillitica che ha mostrato valori di resistenza SPT equivalenti al valore ora riscontrato nella porzione meno consistente dell'ammasso. In quel caso si è proceduto a prelevare uno spezzone di carota ed a sottoporlo a schiacciamento mediante prova di compressione semplice, ricavando un valore di " c_u " pari a 2 Kg/cm², da intendersi in questo caso come una resistenza dell'ammasso presente sia a breve che a lungo termine.

L'insieme dei dati sopra riportati e le osservazioni condotte nel corso del sondaggio (resistenza N_{spt} molto elevata o a rifiuto) fa ritenere che risulti in definitiva cautamente possibile attribuire all'ammasso di roccia argillitica i seguenti parametri:

$$c' = 1,0 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\phi' = 15^\circ$$

L'assetto stratigrafico del lotto è stato ricostruito in FIG. 2 su una sezione passante alla base del muro a retta che costituisce il confine di monte; può questa essere ritenuta una sezione "critica" in quanto corrisponde al taglio che dovrà essere realizzato con lo scavo da condurre alla base del muro per l'impostazione della nuova autorimessa interrata.

4.) RISPOSTA SISMICA LOCALE

4.1.) Amplificazione stratigrafica

Ai fini dell'azione sismica di progetto, il D.M. 14.01.2008, al punto 3.2.2. affronta come approccio semplificato la suddivisione in categorie del suolo di fondazione; ciò in alternativa alle specifiche analisi previste al paragrafo 7.11.3.

La definizione delle "categorie di sottosuolo" è riportata in tabelle che sono qui allegate:

Tabella 3.2.II – Categorie di sottosuolo.

Categoria	Descrizione
A	<i>Ammassi rocciosi affioranti o terreni molto rigidi</i> caratterizzati da valori di $V_{s,30}$ superiori a 800 m/s eventualmente comprendenti in superficie uno strato di alterazione, con spessore massimo pari a 3 m.
B	<i>Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fina molto consistenti</i> con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di $V_{s,30}$ compresi tra 360 m/s e 800 m/s (ovvero $N_{SPT,30} > 50$ nei terreni a grana grossa e $c_{u,30} > 250$ kPa nei terreni a grana fina).
C	<i>Depositi di terreni a grana grossa mediante addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti</i> con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di $V_{s,30}$ compresi tra 180 m/s e 360 m/s (ovvero $15 < N_{SPT,30} < 50$ nei terreni a grana grossa e $70 < c_{u,30} < 250$ kPa nei terreni a grana fina).
D	<i>Depositi di terreni a grana grossa scarsamente addensati o di terreni a grana fina scarsamente consistenti</i> , con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di $V_{s,30}$ inferiori a 180 m/s (ovvero $N_{SPT,30} < 15$ nei terreni a grana grossa e $c_{u,30} < 70$ kPa nei terreni a grana fina).
E	Terreni dei depositi di tipo C o D per spessore non superiori a 20 m, posti sul substrato di riferimento (con $V_s > 800$ m/s).

Tabella 3.2.III – Categorie aggiuntive di sottosuolo.

Categoria	Descrizione
S1	Depositi di terreni caratterizzati da valori di $V_{s,30}$ inferiori a 100 m/s (ovvero $10 < c_{u,30} < 20$ kPa), che includono uno strato di almeno 8 m di terreni a grana fine di bassa consistenza, oppure che includono almeno 3 m di torba o di argille altamente organiche.
S2	Depositi di terreni suscettibili di liquefazione, di argille sensitive o qualsiasi altra categoria di sottosuolo non classificabile nei tipi precedenti.

Si nota che il volume dell'autorimessa interrata, unico nuovo volume previsto sull'intero intervento, risulta di poco superiore a 1500 mc; ciò, formalmente, fa cadere l'intervento in classe di indagine 3, per cui risulta necessario pervenire ai parametri geotecnici tramite sondaggio e prove di laboratorio (come sopra visto) ed alle caratteristiche di risposta sismica locale tramite apposita indagine geofisica da eseguire in situ, anche di superficie.

Nel caso in oggetto, dati i limitati spazi a disposizione nella zona dell'intervento, è stata eseguita una prova di tipo MASW

appositamente eseguita in situ (in appendice si riporta la relazione descrittiva di tale indagine sismica).

In base ai risultati di tale indagine ($V_{s30} = 500,2$ m/sec), può essere attribuita all'area d'intervento la **CATEGORIA DI SOTTOSUOLO B** Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fina molto consistenti con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di $V_{s,30}$ compresi tra **360 m/s e 800 m/s** (ovvero $N_{SPT,30} > 50$ nei terreni a grana grossa e $c_{u,30} > 250$ kPa nei terreni a grana fina)..

Si nota che le argilliti non si configurano come bedrock sismico ($V_s > 800$ m/sec) nell'intera profondità indagata; non entra pertanto in campo la categoria di sottosuolo E.

In funzione della categoria di sottosuolo, il coefficiente di amplificazione stratigrafica può essere calcolato secondo quanto definito nella tabella qui sotto riportata, ripresa dal D.M. 14.01.2008.

Tabella 3.2.V – Espressioni di S_s e di C_c

Categoria sottosuolo	S_s	C_c
A	1,00	1,00
B	$1,00 \leq 1,40 - 0,40 \cdot F_o \cdot (a_g/g) \leq 1,20$	$1,10 \cdot (T_c^*)^{-0,20}$
C	$1,00 \leq 1,70 - 0,60 \cdot F_o \cdot (a_g/g) \leq 1,50$	$1,05 \cdot (T_c^*)^{-0,33}$
D	$1,00 \leq 2,40 - 1,50 \cdot F_o \cdot (a_g/g) \leq 1,80$	$1,25 \cdot (T_c^*)^{-0,50}$
E	$0,90 \leq 2,00 - 1,10 \cdot F_o \cdot (a_g/g) \leq 1,60$	$1,15 \cdot (T_c^*)^{-0,40}$

Occorre dunque definire a_g/g ed F_o per il sito in oggetto.

Il Progettista ha riferito per la struttura in progetto una vita nominale di 50 anni, definita secondo le indicazioni della seguente Tabella:

Tabella 2.4.I - Vita Nominale V_N per diversi tipi di opere

TIPI DI COSTRUZIONE		Vita Nominale V_N (in anni)
1	Opere provvisorie – Opere provvisionali – Strutture in fase costruttiva ¹	≤ 10
2	Opere ordinarie, ponti, opere infrastrutturali e dighe di dimensioni contenute o di importanza normale	≥ 50
3	Grandi opere, ponti, opere infrastrutturali e dighe di grandi dimensioni o di importanza strategica	≥ 100

La classe d'uso viene invece definita ai sensi delle indicazioni sotto riportate:

- Classe I:* Costruzioni con presenza solo occasionale di persone, edifici agricoli.
- Classe II:* Costruzioni il cui uso preveda normali affollamenti, senza contenuti pericolosi per l'ambiente e senza funzioni pubbliche e sociali essenziali. Industrie con attività non pericolose per l'ambiente. Ponti, opere infrastrutturali, reti viarie non ricadenti in Classe d'uso III o in Classe d'uso IV, reti ferroviarie la cui interruzione non provochi situazioni di emergenza. Dighe il cui collasso non provochi conseguenze rilevanti.
- Classe III:* Costruzioni il cui uso preveda affollamenti significativi. Industrie con attività pericolose per l'ambiente. Reti viarie extraurbane non ricadenti in Classe d'uso IV. Ponti e reti ferroviarie la cui interruzione provochi situazioni di emergenza. Dighe rilevanti per le conseguenze di un loro eventuale collasso.
- Classe IV:* Costruzioni con funzioni pubbliche o strategiche importanti, anche con riferimento alla gestione della protezione civile in caso di calamità. Industrie con attività particolarmente pericolose per l'ambiente. Reti viarie di tipo A o B, di cui al D.M. 5 novembre 2001, n. 6792, "Norme funzionali e geometriche per la costruzione delle strade", e di tipo C quando appartenenti ad itinerari di collegamento tra capoluoghi di provincia non altresì serviti da strade di tipo A o B. Ponti e reti ferroviarie di importanza critica per il mantenimento delle vie di comunicazione, particolarmente dopo un evento sismico. Dighe connesse al funzionamento di acquedotti e a impianti di produzione di energia elettrica.

Nel caso in oggetto la classe d'uso è la Classe II; si può allora definire il valore del coefficiente d'uso C_u :

Tab. 2.4.II – Valori del coefficiente d'uso C_u

CLASSE D'USO	I	II	III	IV
COEFFICIENTE C_u	0,7	1,0	1,5	2,0

Si ha quindi $C_u = 1,0$.

Si può a questo punto definire la vita di riferimento:

$$V_r = V_n \times C_u = 50 \times 1,0 = 50 \text{ anni}$$

Facendo riferimento allo stato limite di salvaguardia della vita (SLV), la probabilità di superamento P_{vr} si ottiene dalla seguente tabella:

Tabella 3.2.I – Probabilità di superamento P_{VR} al variare dello stato limite considerato

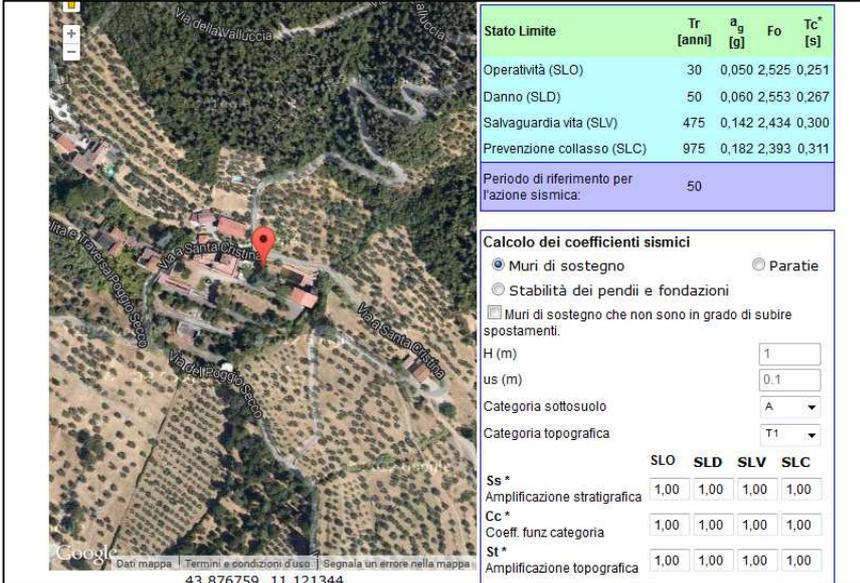
Stati Limite		P_{VR} : Probabilità di superamento nel periodo di riferimento V_R
Stati limite di esercizio	SLO	81%
	SLD	63%
Stati limite ultimi	SLV	10%
	SLC	5%

Per SLV si ha allora $P_{vr} = 10\%$.

Si può a questo punto stimare il periodo di ritorno Tr :

$$Tr = - \frac{V_r}{\ln(1-P_{vr})} = 475 \text{ anni}$$

In base ad apposito software, inserendo le coordinate del sito è stato ottenuto, come da tabella sottostante (dati rete sismica nazionale), un valore di picco di a_g pari a 0,142 ed $F_o = 2,434$ (SLV, $Tr = 475$ anni)



Stato Limite	Tr [anni]	a_g [g]	F_o	V_r [s]
Operatività (SLO)	30	0,050	2,525	0,251
Danno (SLD)	50	0,060	2,553	0,267
Salvaguardia vita (SLV)	475	0,142	2,434	0,300
Prevenzione collasso (SLC)	975	0,182	2,393	0,311

Periodo di riferimento per l'azione sismica: 50

Calcolo dei coefficienti sismici

Muri di sostegno Paratie

Stabilità dei pendii e fondazioni

Muri di sostegno che non sono in grado di subire spostamenti.

H (m)

us (m)

Categoria sottosuolo

Categoria topografica

	SLO	SLD	SLV	SLC
S_s^*				
Amplificazione stratigrafica	1,00	1,00	1,00	1,00
C_c^*				
Coeff. funz. categoria	1,00	1,00	1,00	1,00
S_t^*				
Amplificazione topografica	1,00	1,00	1,00	1,00

Si ha allora (SLV):

$$S_s = 1,4 - 0,4 F_o (a_g/g) = 1,4 - 0,4 \times 0,142 \times 2,434 = 1,261$$

Dalla tabella 3.2.V, per categoria B si pone pertanto $S_s = 1,2$

4.2.) Amplificazione topografica

Per la definizione dello spettro di risposta elastico, oltre alla categoria di suolo, occorre poi tener conto, tramite apposita categoria, delle condizioni topografiche, come da sottostante tabella:

Tabella 3.2.IV – *Categorie topografiche.*

Categoria	Caratteristiche della superficie topografica
T1	Superficie pianeggiante, pendii e rilievi isolati con inclinazioni media $i \leq 15^\circ$
T2	Pendii con inclinazione media $i > 15^\circ$
T3	Rilievi con larghezza in cresta molto minore che alla base e inclinazione media $15^\circ \leq i \leq 30^\circ$
T4	Rilievi con larghezza in cresta molto minore che alla base e inclinazione media $i > 30^\circ$

Per quanto riguarda la topografia, il posizionamento della zona di intervento su un tratto di versante con pendenza prossima a 15° , ma con pendenza media dalla base del pendio alla sommità maggiore di 15° , comporta l'attribuzione della **Categoria topografica T2**, con coefficiente di amplificazione topografica $S_T = 1,2$, come da tabella qui allegata.

Tabella 3.2.VI – *Valori del coefficiente di amplificazione topografica S_T*

Categoria topografica	Ubicazione dell'opera dell'intervento	S_T
T1	-	1,0
T2	In corrispondenza della sommità del pendio	1,2
T3	In corrispondenza della cresta del rilievo	1,2
T4	In corrispondenza della cresta del rilievo	1,4

La zona di intervento non è tuttavia sulla sommità del pendio (dove dovrebbe essere applicato $S_T = 1,2$), ma nei pressi della base; valutando cautelativamente che essa si trovi come distanza dalla base ad un 30% dell'estensione totale del pendio (dalla pianura alla sommità di Poggio Bartoli), si potrà porre:

$$S_T = 1 * 0,2 \times 0,3 = 1,06$$

4.3.) Coefficiente di amplificazione e coefficienti sismici

Valutati gli effetti stratigrafici e topografici, si ottiene il coefficiente di amplificazione S:

$$S = S_s \times S_T = 1,2 \times 1,06 = 1,272$$

Si ha quindi::

$$a_{max} = a_g \times S_s = 0,142 \times 1,272 = 0,1806$$

Si possono a questo punto definire i coefficienti sismici orizzontale (K_h) e verticale (K_v), come indicato al punto 7.11.3.5.2. del D.M. 14.01.2008:

$$K_h = \beta_s a_{max}/g$$

$$K_v = \pm 0,5 K_h$$

Il coefficiente di riduzione dell'accelerazione massima attesa al sito (β_s) viene ripreso dalla Tabella 7.11.1 del D.M. 14.01.2008, qui sotto riportata.

Tabella 7.11.I – Coefficienti di riduzione dell'accelerazione massima attesa al sito

	Categoria di sottosuolo	
	A	B,C,D,E
	β_s	β_s
$0,2 < a_g(g) \leq 0,4$	0,30	0,28
$0,1 < a_g(g) \leq 0,2$	0,27	0,24
$a_g(g) \leq 0,1$	0,20	0,20

Nel caso in oggetto, β_s è pari a 0,24, da cui:

$$K_h = 0,24 \times 0,1806 = 0,0433$$

$$K_v = \pm 0,0207$$

Nel caso di paratie (punto 7.11.6.3.1. del D.M. 14.01.2008), a_v e quindi K_v si possono porre = 0.

La componente orizzontale a_h dell'accelerazione equivalente (metodo pseudostatico) può essere legata all'accelerazione di picco attesa mediante la relazione:

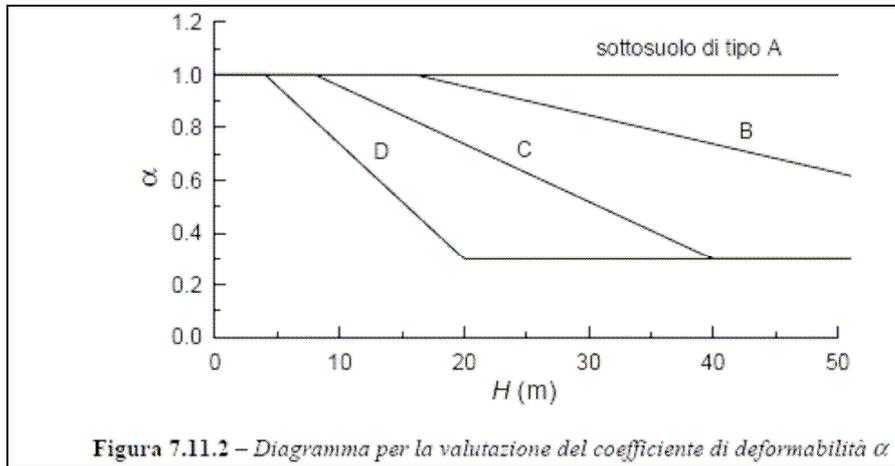
$$a_h = K_h \cdot g = \alpha \cdot \beta \cdot a_{max}$$

dove a_{max} (g), come visto, è pari a 0,1806.

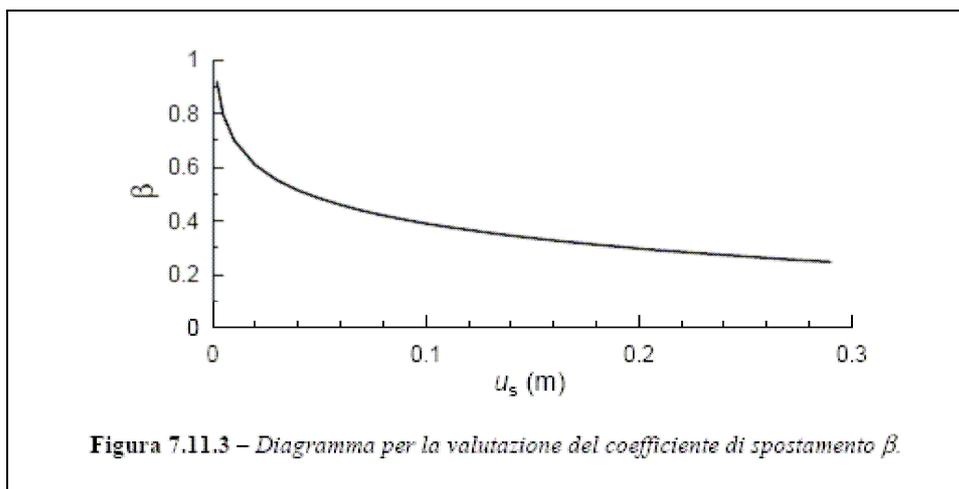
α è un coefficiente che tiene conto della deformabilità dei terreni interagenti con l'opera e β è un coefficiente funzione

della capacità dell'opera di subire spostamenti senza cadute di resistenza.

Il valore di α , per sottosuolo di tipo B, risulta pari a 1 per paratie di altezza fino ad oltre 15 m (grafico di FIG. 7.11.2.).



Attribuendo al massimo spostamento che l'opera può tollerare senza riduzioni di resistenza, il valore $u_s = 0,005 H(m)$ (valore massimo stabilito dal D.M. 14.01.2008), ipotizzando che l'altezza complessiva della paratia nelle fasi transitorie di scavo sia pari a circa 4,5 m, ovvero $u_s = 0,0225$, β assume il valore 0,59 (grafico 7.11.3.).



Si ottiene dunque:

$$K_h = 0,1806 \times 1 \times 0,59 = 0,106$$

Kv per paratie può essere posto pari a zero.

Di seguito, lo stesso calcolo eseguito con apposito programma.

Calcolo dei coefficienti sismici

Muri di sostegno
 Paratie

Stabilità dei pendii e fondazioni

Muri di sostegno che non sono in grado di subire spostamenti.

H (m)

us (m)

Categoria sottosuolo

Categoria topografica

	SLO	SLD	SLV	SLC
Ss* Amplificazione stratigrafica	<input type="text" value="1,20"/>	<input type="text" value="1,20"/>	<input type="text" value="1,20"/>	<input type="text" value="1,20"/>
Cc* Coeff. funz categoria	<input type="text" value="1,45"/>	<input type="text" value="1,43"/>	<input type="text" value="1,40"/>	<input type="text" value="1,39"/>
St* Amplificazione topografica	<input type="text" value="1,06"/>	<input type="text" value="1,06"/>	<input type="text" value="1,06"/>	<input type="text" value="1,06"/>

Personalizza acc.ne massima attesa al sito [m/s²]

Coefficienti	SLO	SLD	SLV	SLC
kh	0,037	0,045	0,106	0,136
kv	--	--	--	--
Amax [m/s ²]	0,622	0,754	1,766	2,265
Beta	0,588	0,588	0,588	0,588

5.) VERIFICHE DI STABILITA'

5.1.) Considerazioni generali e parametri geotecnici

La sezione lungo la quale sono eseguite le verifiche di stabilità è stata ricostruita in base alla sezione di progetto, integrata verso monte con misura diretta dell'altezza controterra del muro a retta che delimita l'area e proseguendo ancora più a monte tramite le indicazioni delle curve di livello della cartografia regionale in scala 1 : 2.000; la suddivisione stratigrafica dei terreni nella zona dello scavo è già stata descritta nei precedenti capitoli; i livelli stratigrafici sono stati poi proseguiti verso monte in modo volutamente cautelativo.

Nelle verifiche di stabilità non si tiene conto del primo livello di terreni di riporto, che verosimilmente risulta assente alla base del muro; i livelli stratigrafici A (terreni di riporto) e B (detrito) sono pertanto accorpati e parametrizzati con i dati geotecnici attribuiti al detrito di versante.

Di notevole interesse per le verifiche di stabilità risultano poi alcune osservazioni condotte relativamente alla possibile circolazione idrica sotterranea. In zona (si veda FIG. 3) si hanno evidenti indicazioni di presenza di circolazione idrica a ridotta profondità. Nel punto indicato all'estremità sinistra delle figura, nel corso di alcuni lavori a tergo della villa fu intercettata e convogliata una venuta d'acqua.

Nell'altro punto ad una certa altezza dalla base del muro a retta che confina il lotto verso monte, nella zona dove sarà realizzato il parcheggio, esiste una fonte con notevole portata (circa 35 litri/min), che, secondo alcune testimonianze a suo tempo raccolte, risulterebbe derivare dal troppo pieno di una grande cisterna posta a monte, alimentata da un'opera di presa presente nei terreni sempre a monte, a circa 35 m dal muro a retta di confine. In alternativa, risulterebbe direttamente presente un battente idraulico a tergo del muro a retta stesso. Tutto ciò indica chiaramente la presenza di circolazione idrica che potrà essere intercettata con lo scavo dell'autorimessa; peraltro, nel sondaggio S1 ora eseguito alla base del muro è

stata rilevata presenza di acqua a -1,9 m dal p.c., anche in epoca non particolarmente piovosa.

Tutto quanto sopra concorda con il posizionamento al contatto tra formazione litoide collinare e fascia detritica pedecollinare (ovvero con la presenza alla base del versante di substrato argillitico scarsamente permeabile), dove emerge la circolazione idrica presente nelle fratture della roccia calcarea della F.ne di M. Morello.

Ciò, oltre a poter interferire con la stabilità dello scavo, indica la necessità di prevedere un'attenta protezione ed impermeabilizzazione della nuova autorimessa interrata.

Per quanto riguarda la superficie di falda da inserire in verifica di stabilità, si è allora tenuto conto delle venute d'acqua presenti a mezza altezza sul muro (che si concretizzano in una fontanella) ipotizzando, come caso più critico, che ciò sia dovuto, in occasione di intense precipitazioni, a presenza di acqua nelle terre sorrette dal muro stesso; si è quindi conformata una superficie di falda che tenga conto di tale assetto.

Definito quanto sopra, le verifiche di stabilità sulla sezione ricostruita sono state eseguite con un modello bidimensionale, impiegando un codice di calcolo tra i più conosciuti ed affidabili, denominato STABL, messo a punto all'Università di Purdue (U.S.A.) ed aggiornato per l'utilizzo su personal computer. Con tale programma, la procedura di ricerca della superficie critica risulta particolarmente efficiente, come dimostrato dalle molte applicazioni anche di ricerca condotte presso l'Università di Firenze.

Esso consente la schematizzazione topografica e stratigrafica di qualsiasi tipo di problema anche complesso, con carichi esterni di qualunque intensità ed inclinazione, impiegando i metodi di Bishop, Carter e Fellenius per calcolare il coefficiente di sicurezza delle superfici di scivolamento testate. Nel caso presente è stato utilizzato il metodo di Bishop, con il quale si analizza il coefficiente di sicurezza allo scivolamento dei terreni su superfici di forma circolare.

Tale metodo, come del resto gli altri, affronta il problema suddividendo la massa potenzialmente instabile in un certo nume-

ro di strisce o conci verticali (da cui il nome di "metodo delle strisce" con cui si indica solitamente il procedimento) di cui si analizzano singolarmente le condizioni di equilibrio. Il coefficiente di sicurezza scaturisce dalla sommatoria dell'analisi eseguita per ciascun concio, secondo la seguente formula:

$$F = \frac{\sum [c' * b + (W - u * b + \Delta x) * \tan \phi'] * \frac{1}{\cos \alpha * (1 + \tan \alpha * \tan \phi' / F)}}{\sum W \sin \alpha}$$

in cui:

F	coefficiente di sicurezza cercato;
c', ϕ'	parametri geotecnici di resistenza al taglio (coesione ed angolo di attrito interno) dei terreni interessati dalla superficie di scorrimento, espressi in termini di pressioni effettive;
W	peso del concio di terreno considerato;
u	pressione neutra media sulla base di ogni elemento;
b	larghezza del concio di terreno considerato;
Δx	differenza tra le forze interne di scorrimento; in prima approssimazione il metodo trascura tale termine, lasciando il coefficiente di sicurezza F come unica incognita dell'equazione;
α	inclinazione della base del concio.

Si rileva che la formula contiene il coefficiente F in entrambi i membri dell'uguaglianza, cosa che rende risolvibile l'equazione solo attraverso un processo di iterazione che, di solito, conduce ad una rapida convergenza dei valori di F verso un valore limite.

Ai fini delle verifiche il versante è stato allora considerato come costituito da tre livelli stratigrafici con i seguenti parametri geotecnici caratteristici:

- A - detrito di versante a granulometria fine
- $c'_k = 0,17 \text{ Kg/cm}^2$
 - $\phi'_k = 21,6^\circ$
 - $\gamma_k = 1,98 \text{ t/m}^3$

B - cappellaccio di alterazione della roccia in posto

$$c'_k = 0,1 \text{ Kg/cmq}$$

$$\phi'_k = 35^\circ$$

$$\gamma_k = 2,06 \text{ t/mc}$$

C - Substrato argillitico

$$c'_k = 1,0 \text{ Kg/cmq}$$

$$\phi'_k = 15^\circ$$

$$\gamma_k = 2,1 \text{ t/mc}$$

Per l'esecuzione delle verifiche sono stati seguiti i dettami del D.M. 14.01.2008.

In particolare, per quanto riguarda la stabilità del pendio naturale, al punto 6.3.4. delle linee guida si legge:

Nelle verifiche di stabilità si utilizzano i valori caratteristici dei parametri di resistenza (c'_k, ϕ'_k). Il coefficiente di sicurezza è definito dal rapporto tra la resistenza al taglio disponibile lungo la superficie di scorrimento e lo sforzo di taglio mobilitato lungo di essa. Il suo valore minimo deve essere scelto e motivato dal progettista in relazione al livello di affidabilità dei dati acquisiti, ai limiti del modello di calcolo utilizzato, nonché al livello di protezione che si vuole garantire (§ 6.3.4 NTC).

Per quanto riguarda invece la stabilità dei fronti di scavo e delle opere di materiali sciolti (rilevati), al punto 6.8.2 delle NTC, si stabilisce che nelle verifiche di sicurezza deve essere utilizzato l'Approccio 1 Combinazione 2, con i coefficienti parziali (A2+M2+R2), deducibili dalle tabelle che seguono:

Tabella 6.2.II – Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno

PARAMETRO	GRANDEZZA ALLA QUALE APPLICARE IL COEFFICIENTE PARZIALE	COEFFICIENTE PARZIALE γ_M	(M1)	(M2)
Tangente dell'angolo di resistenza al taglio	$\text{Tan } \phi'_k$	$\gamma_{\phi'}$	1,0	1,25
Coesione efficace	C'_k	$\gamma_{c'}$	1,0	1,25
Resistenza non drenata	c_{uk}	γ_{cu}	1,0	1,4
Peso dell'unità di volume	γ	γ_γ	1,0	1,0

Applicando i parametri M2 ai parametri geotecnici caratteristici sopra definiti per i livelli stratigrafici sopra descritti che

verranno interessati dagli scavi, si ottengono allora i seguenti parametri di progetto:

Livello A

	Parametri Caratteristici		Coeff. Parz. M2	Parametri Progetto M2
ϕ'_k	21,6°			17,57 °
Tan ϕ'_k	0,395		1,25	0,316
C'_k (kg/cmq)	0,17		1,25	0,136
C_{uk} (Kg/cmq)	0,0		1,4	0,0
γ (g/cm ³)	1,98		1,0	1,98

Livello B

	Parametri Caratteristici		Coeff. Parz. M2	Parametri Progetto M2
ϕ'_k	35°			29,2 °
Tan ϕ'_k	0,7		1,25	0,56
C'_k (kg/cmq)	0,1		1,25	0,08
C_{uk} (Kg/cmq)	0,0		1,4	0,0
γ (g/cm ³)	2,06		1,0	2,06

Livello C

	Parametri Caratteristici		Coeff. Parz. M2	Parametri Progetto M2
ϕ'_k	15°			12,1°
Tan ϕ'_k	0,268		1,25	0,214
C'_k (kg/cmq)	1,0		1,25	0,8
C_{uk} (Kg/cmq)	0,0		1,4	0,0
γ (g/cm ³)	2,01		1,0	2,10

Per quanto riguarda il coefficiente parziale R2, vale invece la sottostante tabella:

Tabella 6.8.I – Coefficienti parziali per le verifiche di sicurezza di opere di materiali sciolti e di franti di scavo.

Coefficiente	R2
γ_R	1,1

Le azioni sismiche, come indicato al punto 7.11.3.5.2., possono essere valutate con metodi pseudostatici e rappresentate come azioni statiche equivalenti proporzionali al peso W del terreno potenzialmente instabile.

Come precedentemente descritto, per la paratia si è ottenuto:

$$K_h = 0,106$$

$$K_v = 0$$

Per lo stato di progetto, ovvero per le verifiche che, come sarà descritto, saranno condotte allo scopo di dare una prima valutazione delle forze necessarie ad ottenere la stabilità, si utilizzeranno, quando richiesto, i parametri di progetto, ottenuti applicando i coefficienti parziali M2 ai parametri geotecnici caratteristici.

Al punto 6.5.3.1.2 del D.M., ove si tratta delle paratie, è infatti reso obbligatorio l'utilizzo dell'Approccio 1 Combinazione 2 (A2+M2+R2) per la verifica di stabilità globale terreno-opera; i coefficienti M2 ed R2 si sono già sopra visti, mentre i coefficienti A2 si desumono dalla seguente tabella:

Tabella 6.2.I – Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni.

CARICHI	EFFETTO	Coefficiente Parziale γ_e (o γ_f)	EQU	(A1) STR	(A2) GEO
Permanenti	Favorevole	γ_{01}	0,9	1,0	1,0
	Sfavorevole		1,1	1,3	1,0
Permanenti non strutturali ⁽¹⁾	Favorevole	γ_{02}	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3
Variabili	Favorevole	γ_{03}	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3

(1) Nel caso in cui i carichi permanenti non strutturali (ad es. i carichi permanenti portati) siano compiutamente definiti, si potranno adottare gli stessi coefficienti validi per le azioni permanenti.

Per le rimanenti verifiche GEO, si utilizzerà la Combinazione (A2+M2+R1), dove A2 ed M2 si desumono dalle tabelle sopra riportate, mentre per R1 vale la seguente tabella 6.5.I:

Tabella 6.5.I - Coefficienti parziali γ , per le verifiche agli stati limite ultimi STR e GEO di muri di sostegno.

VERIFICA	COEFFICIENTE PARZIALE (R1)	COEFFICIENTE PARZIALE (R2)	COEFFICIENTE PARZIALE (R3)
Capacità portante della fondazione	$\gamma_{R1} = 1.0$	$\gamma_{R2} = 1.0$	$\gamma_{R3} = 1.4$
Scorrimento	$\gamma_{R1} = 1.0$	$\gamma_{R2} = 1.0$	$\gamma_{R3} = 1.1$
Resistenza del terreno a valle	$\gamma_{R1} = 1.0$	$\gamma_{R2} = 1.0$	$\gamma_{R3} = 1.4$

In questo caso dunque si ha $R1 = 1$.

Infine, per le verifiche che tengono conto delle forze sismiche, la combinazione sarà:

GEO (A2+M2+R1)

I parametri A2 devono essere in questo caso posti pari ad uno.

5.2.) Analisi dei risultati delle verifiche

5.2.1.) Verifiche allo stato attuale e in corso di scavo

Si riportano e discutono di seguito i risultati delle varie verifiche eseguite; gli elaborati relativi sono allegati in appendice alla presente relazione.

Verifica **San01**: si parte analizzando lo stato attuale del versante in condizioni statiche; i parametri immessi in verifica sono quelli caratteristici sopra definiti (senza applicazione dei coefficienti parziali M2). Si analizzano superfici di scivolamento con piede a valle dell'alto muro a retta che confina a monte la zona, la cui altezza contro terra è di oltre 5 m rispetto al piano del giardino al di sotto del quale sarà realizzata l'autorimessa interrata.

Il coefficiente di sicurezza minimo trovato è $F = 0,949$; essendo inferiore all'unità, la stabilità allo stato attuale non sarebbe teoricamente assicurata, ma occorre tenere conto che nel calcolo manca l'effetto stabilizzante del muro a retta.

In conclusione, si può ritenere che, con una sorta di procedimento di "back analysis", la verifica tenda a confermare

la correttezza dei parametri impostati, in quanto determina l'instabilità dei terreni in assenza del muro, cosa che appare giustamente cautelativa.

Verifiche **Scri1r**, **Scri2r**, **Scri3r**: si passa ad analizzare lo stato transitorio con scavo aperto; poiché il fronte di scavo assumerà una distanza variabile dalla base del muro a retta che confina verso monte l'area, si sono prodotte n. 3 verifiche su n. 3 sezioni diverse, ovvero:

- Scri1r analizza il comportamento sulla sezione b - b di progetto, passante circa al centro della nuova autorimessa, dove il fronte di scavo assumerà una distanza di circa 6 m dalla base del muro.
- Scri2r analizza il comportamento dello scavo sulla sezione passante per la zona terminale dello scavo dove esso assume la massima distanza dalla base del muro a retta, pari a circa 8 m.
- Scri3r analizza infine il comportamento sulla sezione passante per la terminazione opposta, dove la distanza dalla base del muro a retta risulta la minima (pari a circa 3 m).

Dovendo verificare la stabilità dello scavo, si immettono allora in verifica (ed in tutte le successive verifiche GEO che tengono conto degli scavi) non i parametri geotecnici caratteristici, ma i parametri di progetto ottenuti con l'applicazione dei coefficienti parziali M2 sopra definiti.

Il coefficiente di sicurezza minimo ottenuto nei tre casi è il seguente:

- dove la distanza dal muro è minima (Scri3r) si ottiene $F = 0,779$;
- dove la distanza dal muro è intermedia (Scri1r) si ottiene $F = 0,887$;
- Dove la distanza dal muro è massima (Scri2r) si ottiene $F = 1,015$.

Con i parametri geotecnici immessi si ha in tal modo una situazione in cui il coefficiente di sicurezza per il fronte di

scavo è in tutti i casi inferiore a $\gamma_R R2 = 1,1$, anche se in misura variabile in funzione della distanza dello scavo dalla base del muro.

Risulta dunque evidente la necessità di un'opera di stabilizzazione preventiva (paratia di pali), da realizzare a protezione del fronte di scavo prima di procedere allo scavo stesso.

Tale paratia, secondo le indicazioni del progettista, sarà realizzata in seguito ad un pre-scavo di 1,5 m rispetto all'attuale piano di campagna; il piano ottenuto sarà quello a partire dal quale sarà realizzata l'opera.

5.2.2.) Verifica alla stabilità globale

La prima verifica condotta per la paratia è quella alla stabilità globale, in cui si immettono i coefficienti ($A2+M2+R2$) e, nella condizione più critica, introducendo le forze sismiche. In tale verifica il palo è stato schematizzato come una zona colonnare ad elevatissima resistenza spinta fino a -7,5 m dal piano del pre-scavo, in modo tale che non si possano generare superfici che "tagliano" i pali, ma solo superficie che passano al di sotto di esso.

La verifica non è quindi condotta per trovare la resistenza che il palo deve esprimere, ma per valutare la sufficienza della sua profondità.

Tale verifica alla stabilità globale è stata condotta solo nel caso più critico, ovvero per la sezione in cui il fronte di scavo è più prossimo al muro a retta presente al confine di monte dell'area (**verifica Scri3fx**).

Il coefficiente di sicurezza minimo trovato è $F = 1,85$, quindi ben superiore a $\gamma_R R2 = 1,1$.

5.2.3.) Verifiche condotte per valutare le forze stabilizzanti necessarie

Sulle stesse tre sezioni già inizialmente analizzate si passa ad una prima valutazione delle forze necessarie per portare lo scavo alla stabilità.

In realtà, con la stratificazione ed i parametri geotecnici sopra definiti ciò potrà essere ottenuto con specifici programmi di progettazione di una paratia; di seguito si procederà tuttavia da una prima valutazione delle forze necessarie, seguendo i disposti del D.M. 14.01.2008 in fatto di paratie.

L'opera resistente che porta al coefficiente di sicurezza richiesto è simulata con una zona colonnare di terreno posta sulla parete di scavo (dove dovrebbe trovare disposizione una paratia di pali) cui è attribuita una resistenza per coesione tale da ottenere il coefficiente di sicurezza richiesto. Tenendo conto che la resistenza per coesione è immessa nel programma in t/m e che la zona colonnare impostata ha larghezza di 30 cm, nel caso che per raggiungere il coefficiente di sicurezza richiesto sia necessario immettere una coesione di 45 t/m, ciò significa che la resistenza necessaria è pari a $0,3 \times 45 = 13,5$ t.

Definito quanto sopra, si procede per tentativi variando la forza fino ad ottenere il coefficiente di sicurezza richiesto da normativa.

Per le verifiche si utilizzano i coefficienti $(A_2+M_2+R_1)$, con $R_1 = 1$ secondo tabella 6.5.I.

La forza stabilizzante necessaria per la sezione più critica (**verifica Scri3fgx**) è pari a 10,8 t (per ogni metro lineare in pianta di paratia).

Per la sezione intermedia (**verifica Scri1fgx**) è necessaria una forza stabilizzante di 9,6 t.

Per quella in cui la distanza dello scavo dal muro risulta la maggiore (**verifica Scri2fgx**), la forza necessaria è inferiore, pari a 2,1 t.

Si passa infine alle verifiche sismiche, con $(A_2+M_2+R_1)$; si applicano dunque ai parametri geotecnici caratteristici i coefficienti M_2 ottenendo i parametri geotecnici di progetto ridotti. In questo caso, si raggiunge $R_1 = 1$ con le seguenti forze resistenti:

Scavo prossimo alla base del muro (**Scri3sg**): 16,2 t

Scavo zona intermedia (**Scri1sg**): 17,4 t

Scavo lontano dalla base del muro (**Scri2sg**): 12,6 t

Sono queste ultime evidentemente le condizioni in cui si determinano le più elevate forze stabilizzanti necessarie.

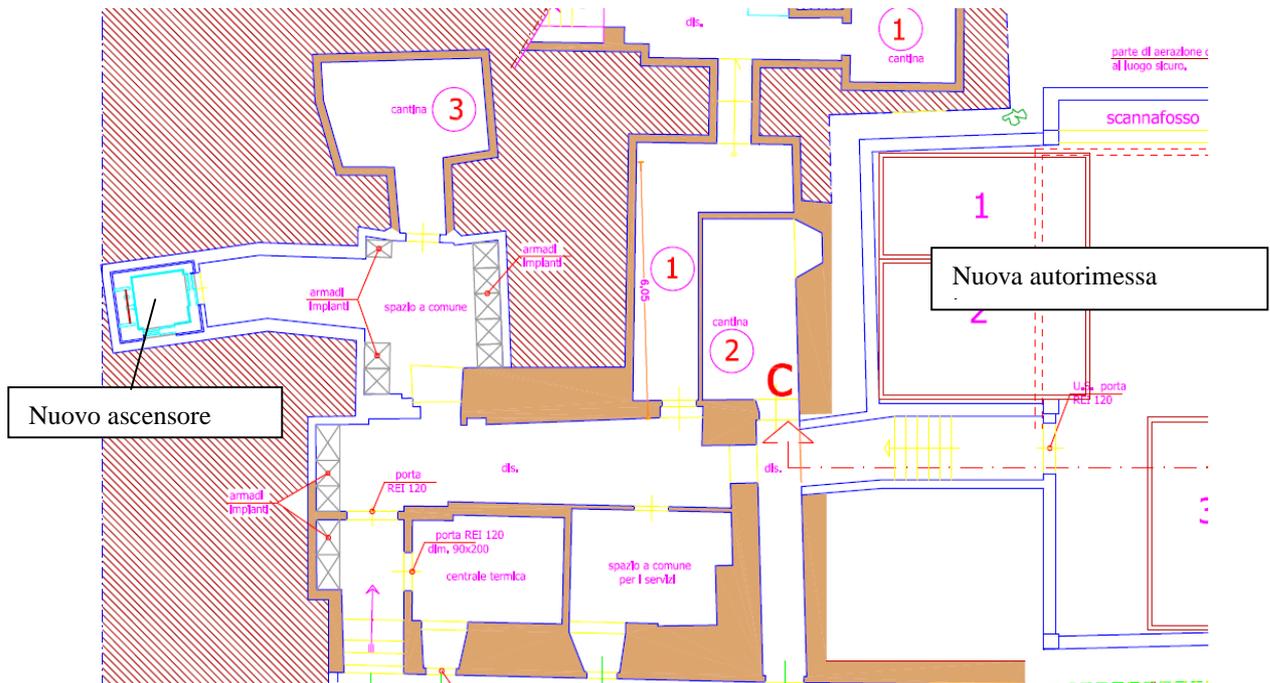
Si nota come tra lo scavo a distanza intermedia ed a distanza minima vi sia poca differenza nella valutazione della spinta a cui opporsi; si ottiene anzi una forza necessaria più elevata per lo scavo a distanza intermedia.

Ciò dipende dalla conformazione stratigrafica adottata; infatti, nel caso dello scavo più prossimo al confine di monte il fronte di scavo intercetta il substrato stabile (terzo livello stratigrafico definito) e, conseguentemente, le superfici di rottura critiche escono in parete e non al piede dello scavo stesso; ciò comporta una riduzione dei volumi instabili e quindi una riduzione della spinta.

Chiaramente, occorre qui anche notare l'estrema dipendenza di tale risultato da assunzioni geometriche che non possono essere totalmente certe, potendo esse risultare variabili da punto a punto in modo da poter influire sui risultati. Il procedimento messo in atto non può pertanto avere una precisione di tipo "matematico". I valori di spinta determinati devono quindi essere considerati come valori medi, in cui le possibili variazioni dovranno essere assorbite dai coefficienti di sicurezza propri dell'opera da realizzare.

5.3.) Altre considerazioni geotecniche relative agli scavi per la realizzazione dell'ascensore nel cortile della villa e per il collegamento di questo all'autorimessa interrata.

Il progetto prevede la realizzazione di un ascensore da realizzare al centro della villa principale, collegato all'autorimessa interrata da un apposito passaggio "sotterraneo". Si veda la seguente planimetria di progetto (livello interrato):



La nuova autorimessa sarà collegata al piano interrato della villa, essendo quest'ultimo posto a quota superiore (da ciò la necessità di alcuni gradini).

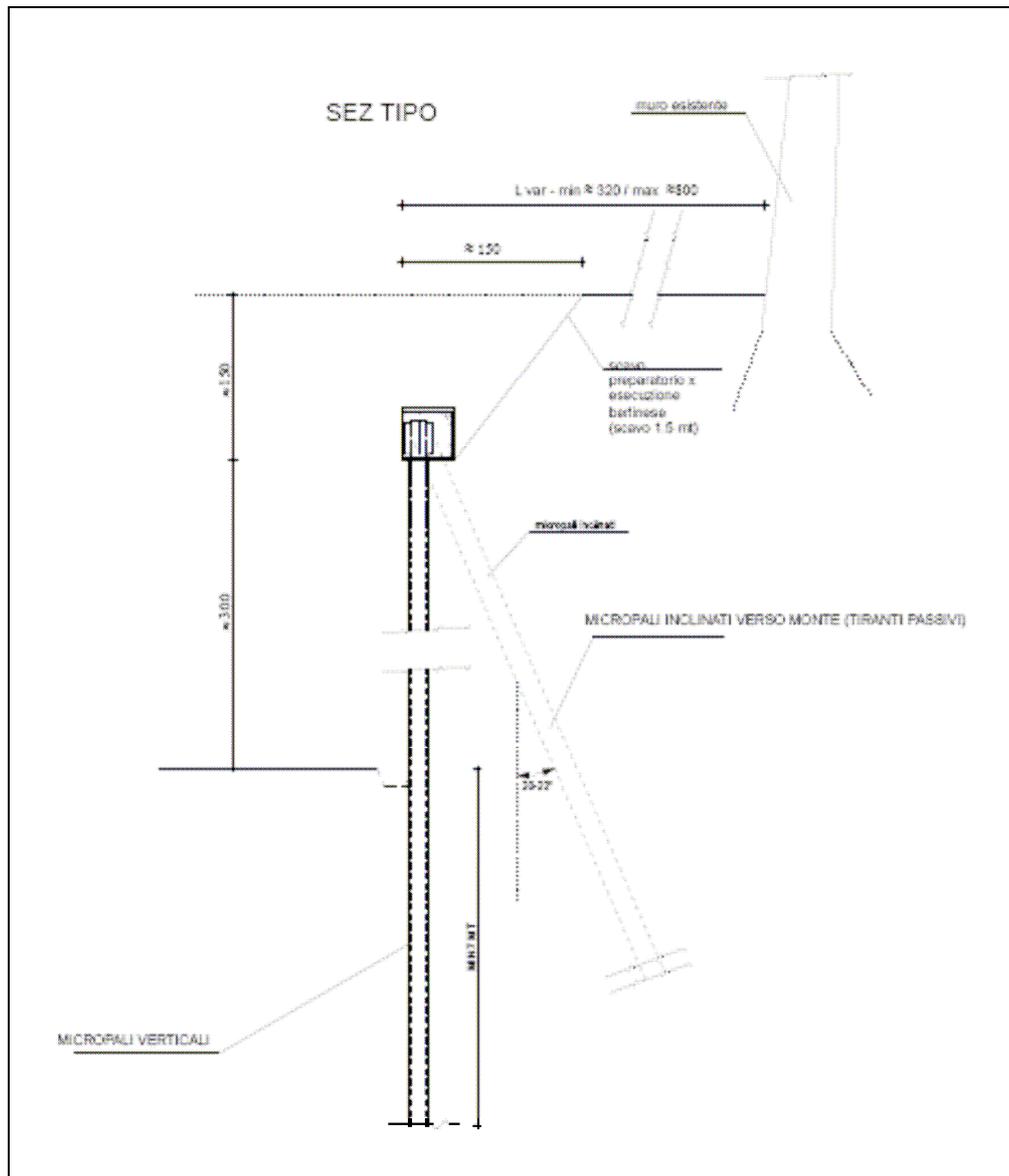
L'interrato della villa cessa tuttavia prima di raggiungere la zona dell'ascensore: il passaggio dovrà quindi proseguire in scavo, sottopassando la fondazione del muro della villa che costituisce la parete del cortile interno dovrà essere realizzato (con ulteriore scavo fino al fondo dell'extra-corsa) l'ascensore stesso.

E' qui possibile ipotizzare che l'interruzione dell'interrato dipenda da una variazione stratigrafica, con presenza al di sotto della zona di villa priva di interrato di un substrato roccioso non facilmente scavabile; ciò non è stato tuttavia direttamente accertato, data l'impossibilità di accesso. Accertamenti in tal senso potranno essere condotti in corso d'opera.

Ad oggi è possibile la seguente previsione di intervento: lo scavo da produrre nella zona in cui manca l'interrato per l'ascensore e per il percorso di collegamento sarà preliminarmente stabilizzato su tutti i lati da micropali da realizzare a partire dall'interno del piano terreno della villa,

dove l'altezza delle stanze è tale da permettere l'utilizzo di macchinario di perforazione di piccole dimensioni.

Dove si dovrà sottopassare una fondazione esistente, quest'ultima dovrà essere demolita, architravando la parete a quota superiore. I micropali saranno in questo caso risvoltati per un piccolo tratto lungo le parti laterali della fondazione che per un tratto dovrà essere demolita.



In planimetria, in blu sono indicati i micropali disposti con assetto verticale, mentre con una feccia rossa sono indicati quelli disposti con inclinazione verso monte in funzione di tirante.

Essendo già stata eseguite le indagini di approfondimento e progettati gli interventi necessari, alla fattibilità dell'intervento può essere in conclusione assegnata fattibilità F.1 (senza particolari limitazioni), non solo dal punto di vista

idraulico (discendente dalla pericolosità P.I.1), ma anche geomorfologico e sismico.

Variazioni del progetto dovranno essere opportunamente valutate dal geologo e dal progettista ed eventualmente supportate da ulteriori indagini sul terreno e/o verifiche di stabilità, finalizzate a garantire e documentare la sicurezza dell'intervento nei confronti delle problematiche evidenziate in questa relazione (con particolare riferimento alla stabilità degli scavi, interazione con il muro esistente, venute di acqua sotterranea.

Prato, 08 Febbraio 2016

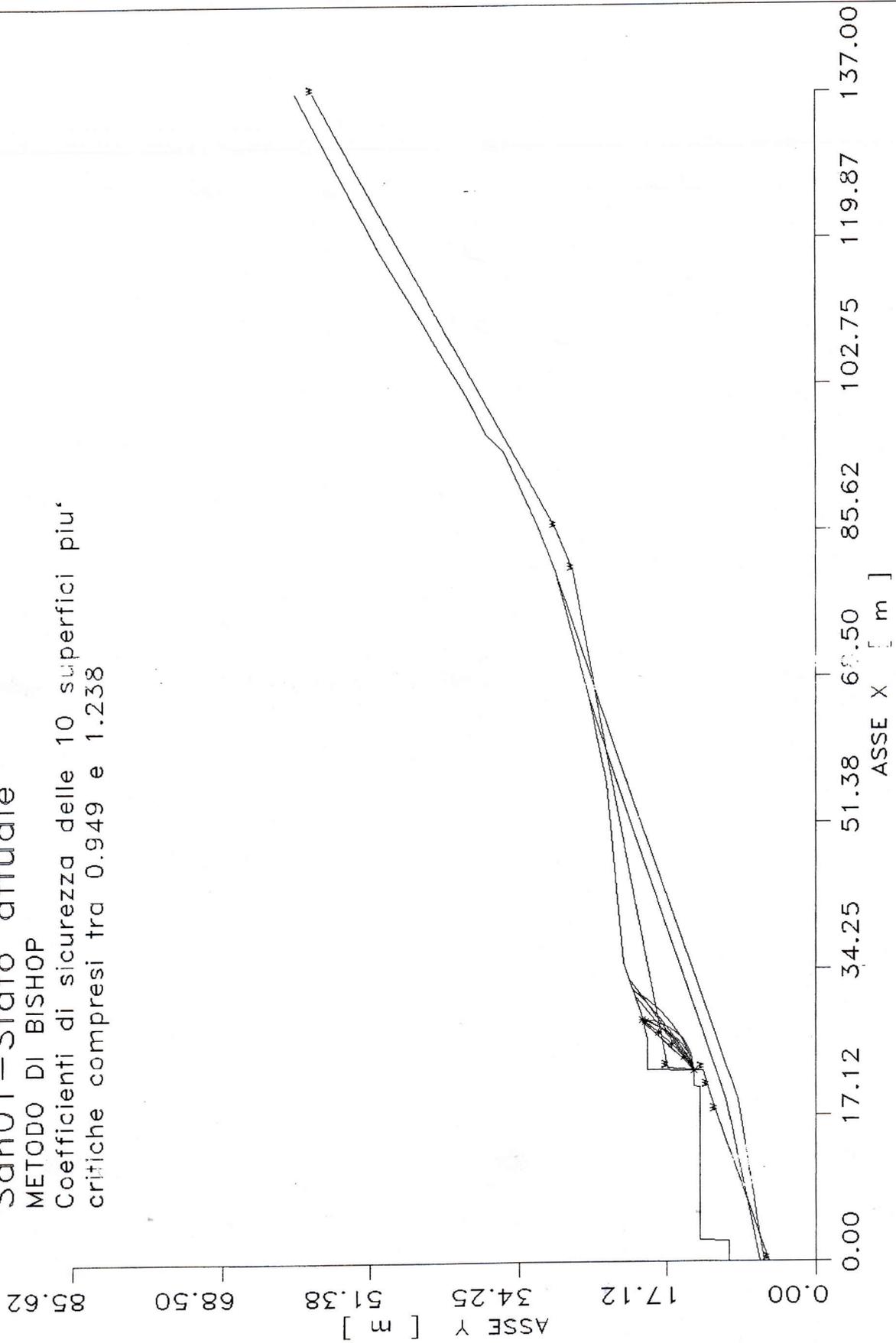


The image shows a handwritten signature in black ink, which appears to read 'Franco Ceccarini'. Overlaid on the signature is a circular professional stamp. The stamp contains the following text: 'ORDINE DEI GEOLOGI DELLA TOSCANA' around the perimeter, 'DOTT. GEOL.' at the top, 'FRANCO CECCARINI' in the center, and 'N° 222' at the bottom. A small star is located at the very bottom center of the stamp.

San01 - Stato attuale

METODO DI BISHOP

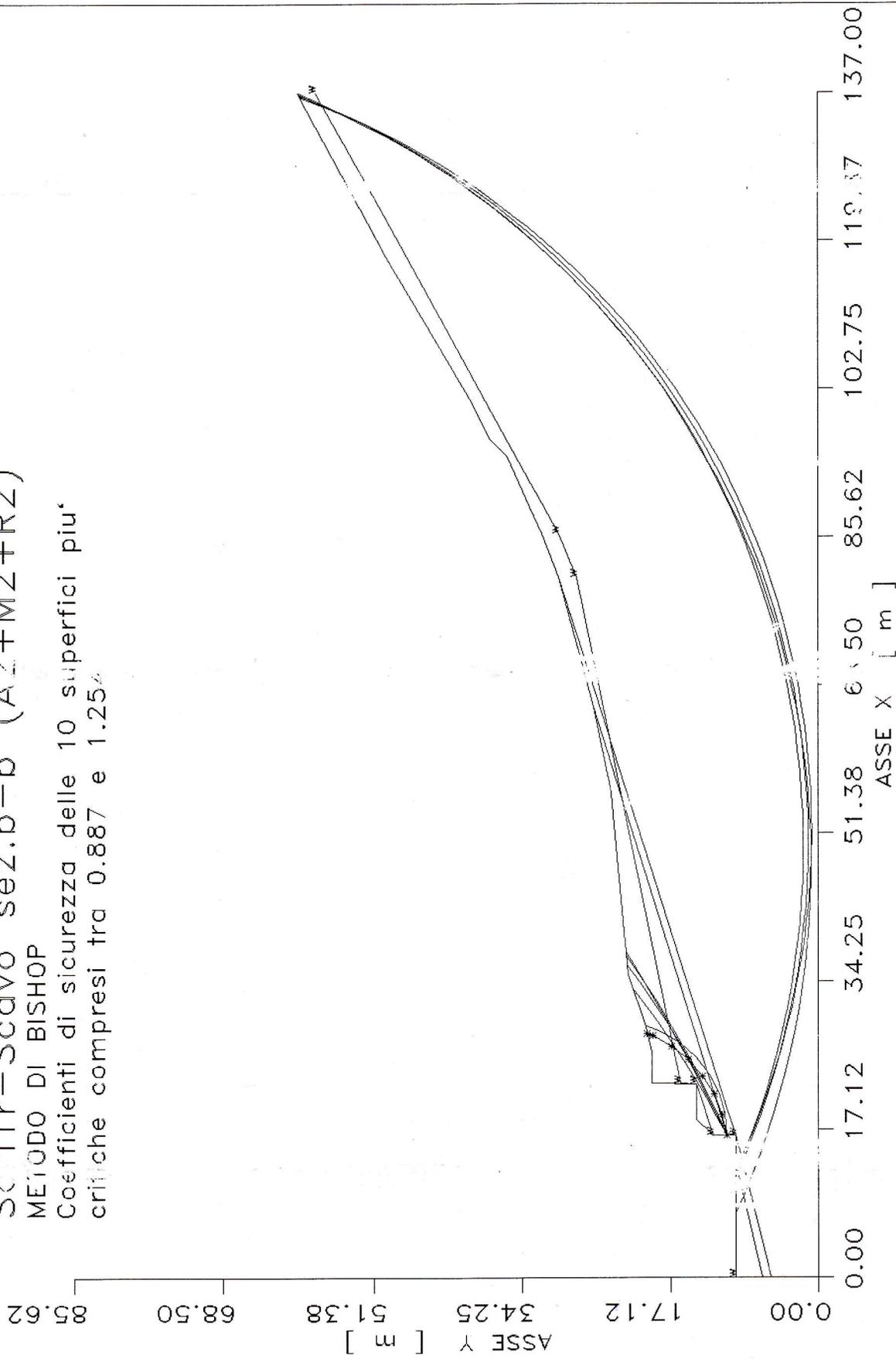
Coefficienti di sicurezza delle 10 superfici piu' critiche compresi tra 0.949 e 1.238



Scivolo sez. b-b (A2+M2+R2)

METODO DI BISHOP

Coefficienti di sicurezza delle 10 superfici piu' critiche compresi tra 0.887 e 1.254

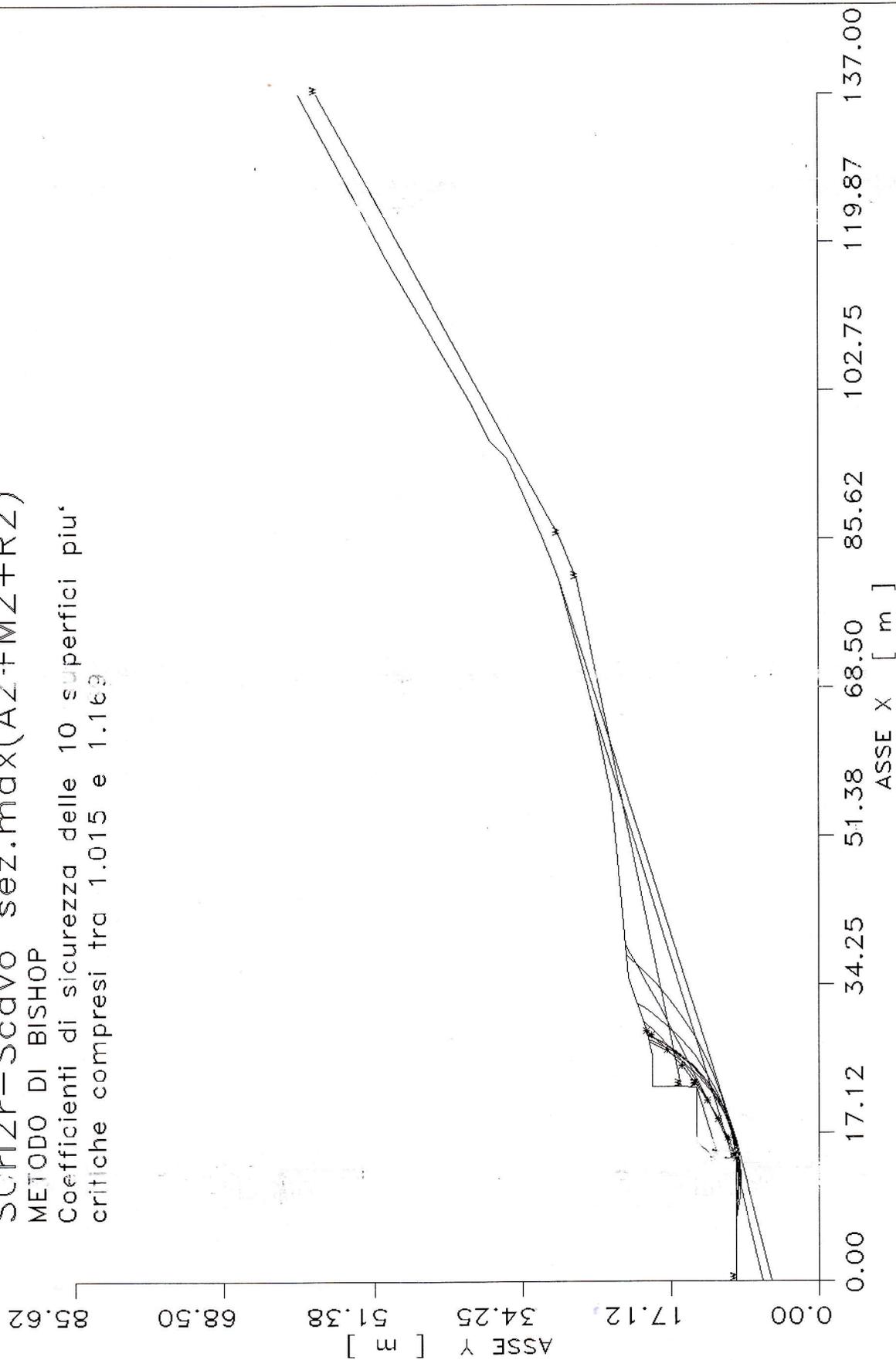


MICROSTABL

SCri2r - Scavo sez. max(A2+M2+R2)

METODO DI BISHOP

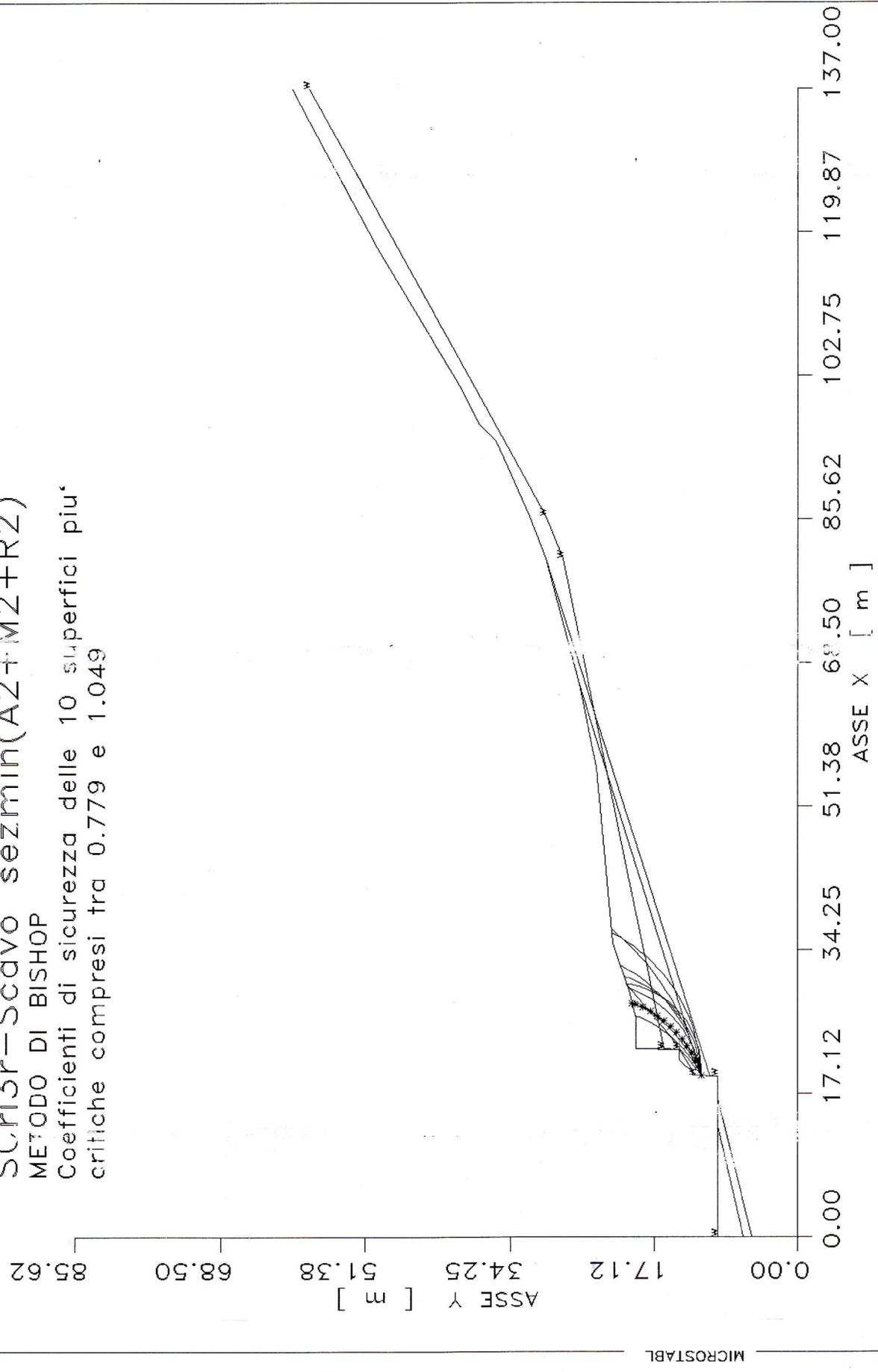
Coefficienti di sicurezza delle 10 superfici piu' critiche compresi tra 1.015 e 1.163



SCri3r - Scavo sezmin(A2+M2+R2)

METODO DI BISHOP

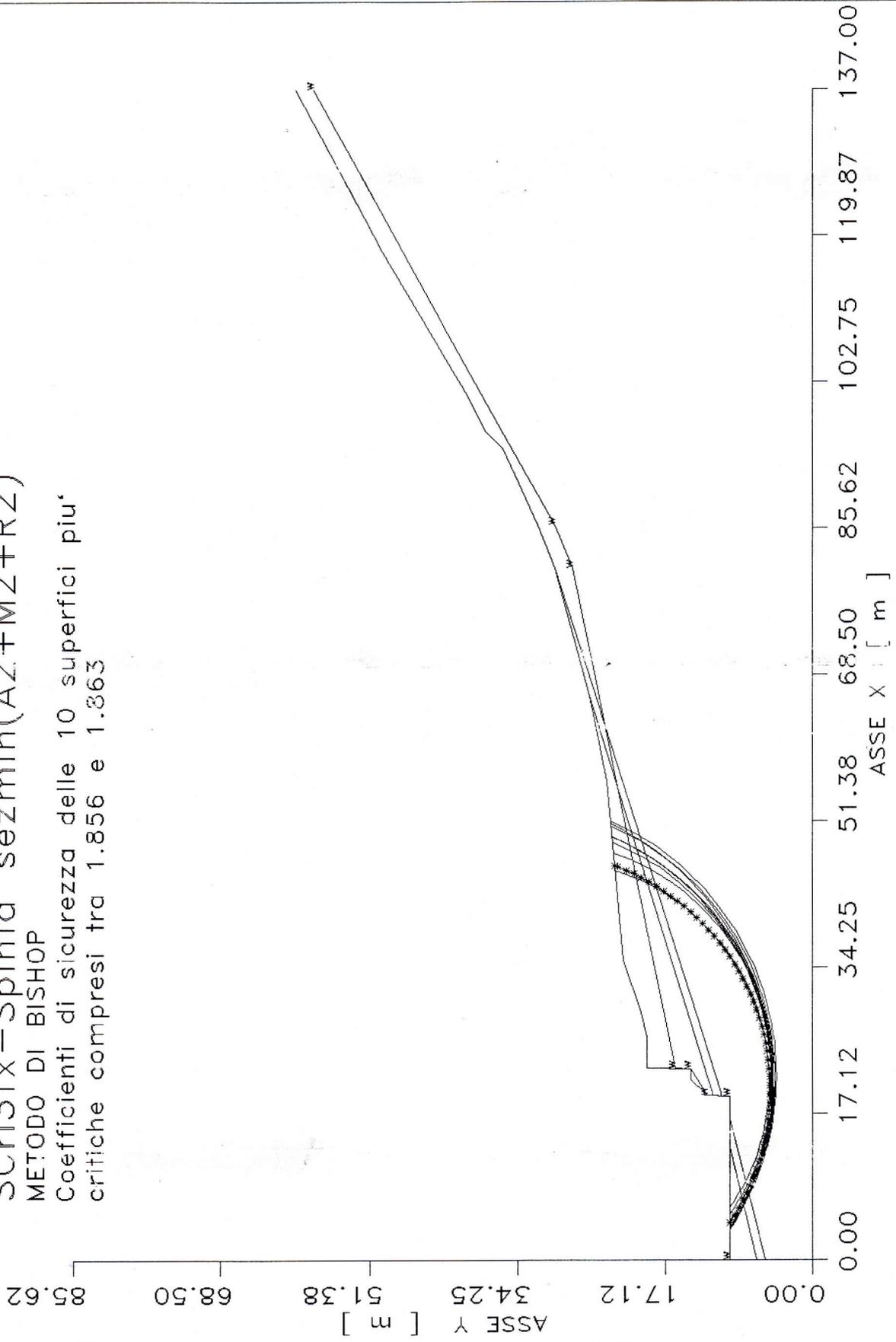
Coefficienti di sicurezza delle 10 superfici piu' critiche compresi tra 0.779 e 1.049



SCri3fx - Spinta sezmin(A2+M2+R2)

METODO DI BISHOP

Coefficienti di sicurezza delle 10 superfici piu' critiche compresi tra 1.856 e 1.363



PROFIL

SCri3fx-Spinta sezmin(A2+M2+R2)

POLISTRADA Spa

Loc. Villa S.Cristina

31 22

3.36 9.60 13.30 9.60 1
13.30 9.60 16.40 9.60 2
16.40 9.60 19.20 9.60 3
19.20 9.60 19.23 10.55 3
19.23 10.55 19.26 11.55 2
19.26 11.55 19.30 12.60 1
19.30 12.60 19.50 12.60 4
19.60 12.60 21.10 14.10 1
21.10 14.10 22.40 14.10 1
22.40 14.10 22.50 19.30 1
22.50 19.30 26.00 19.30 1
26.00 19.30 29.00 20.00 1
29.00 20.00 35.00 22.00 1
35.00 22.00 56.00 24.00 1
56.00 24.00 66.00 26.00 1
66.00 26.00 81.00 30.00 1
81.00 30.00 86.00 32.00 1
86.00 32.00 95.00 36.00 1
95.00 36.00 97.00 38.00 1
97.00 38.00 101.00 40.00 1
101.00 40.00 118.00 50.00 1
118.00 50.00 137.00 60.00 1
0.00 6.50 13.30 9.60 2
19.26 11.55 19.30 11.60 2
19.30 11.60 19.60 11.60 4
19.60 11.60 66.00 26.00 2
0.00 5.50 16.40 9.60 3
19.23 10.55 19.30 10.60 3
19.30 10.60 19.60 10.60 4
19.60 10.60 81.00 30.00 3
19.30 5.10 19.60 5.10 3

SOIL

4

1.98 1.98 1.36 17.57 .00 .00 1
2.06 2.06 0.80 29.20 .00 .00 1
2.10 2.10 8.00 12.10 .00 .00 2
3.00 3.00 1000.00 0.00 .00 .00 2

WATER

1 1.00

8

0.00 9.60
19.20 9.60
19.28 12.20
22.40 14.10
22.45 16.00
81.00 28.00
36.00 30.00
137.00 58.00

EQUAKE

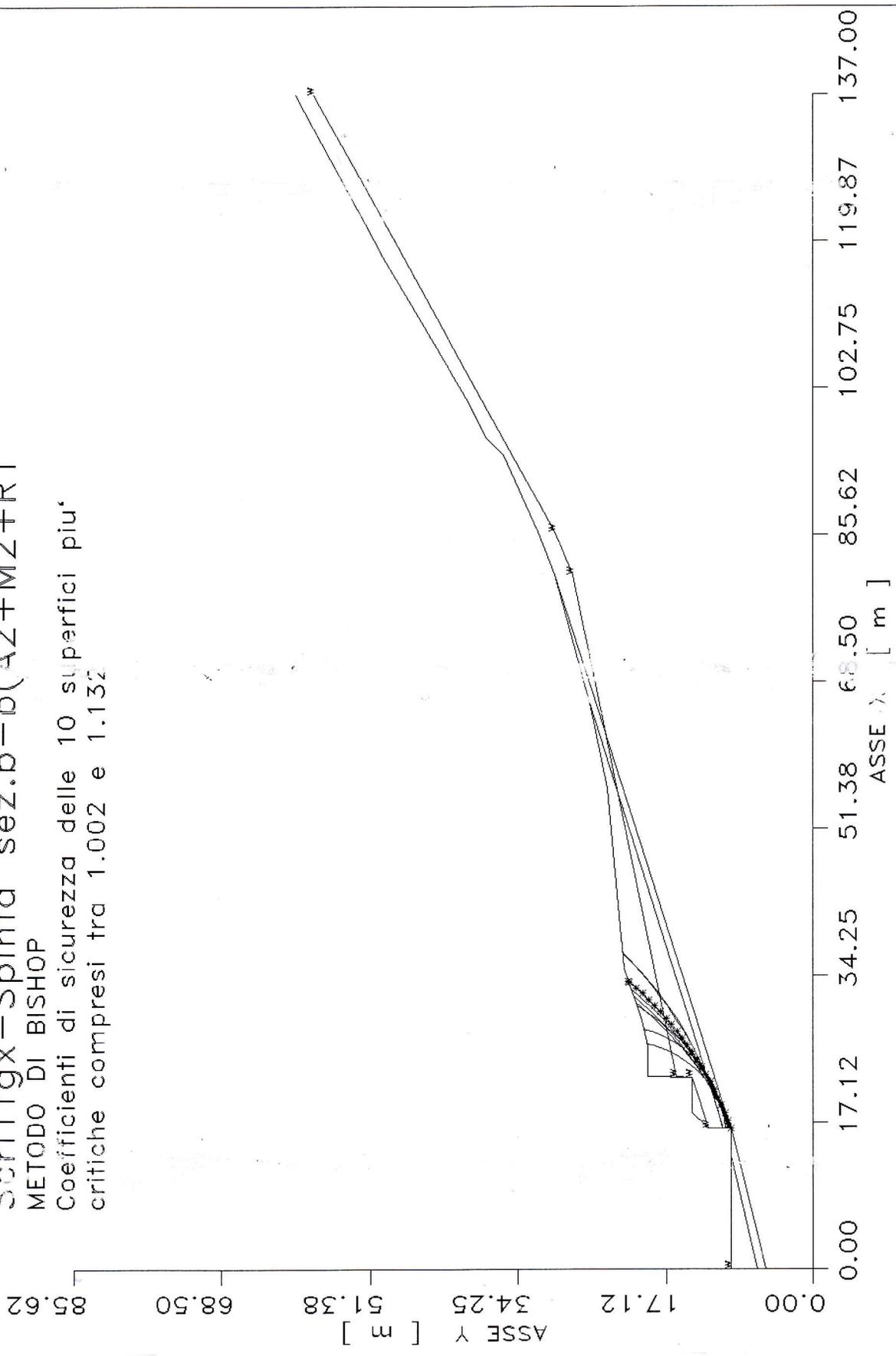
0.106 0.00 0.00

CIRCLE

127 50 3.36 19.26 26.00 60.00 0.00 1.00 0.00 0.00

32x03 = 9,6

Scri1fgx - Spinta sez.b - b(A2+M2+R1)
METODO DI BISHOP
Coefficienti di sicurezza delle 10 superfici piu'
critiche compresi tra 1.002 e 1.132



PROFIL

Scrilfgx-Spinta sez.b-b(A2+M2+R1)

POLISTRADA Spa

Loc. Villa S.Cristina

31 21

3.36 9.60 13.30 9.60 1
13.30 9.60 16.40 9.60 2
16.40 9.60 16.43 10.65 2
16.43 10.65 16.48 12.20 1
16.48 12.20 16.50 12.60 1
16.50 12.60 16.80 12.60 4
16.80 12.60 18.30 14.10 1
18.30 14.10 22.40 14.10 1
22.40 14.10 22.50 19.30 1
22.50 19.30 26.00 19.30 1
26.00 19.30 29.00 20.00 1
29.00 20.00 35.00 22.00 1
35.00 22.00 56.00 24.00 1
56.00 24.00 66.00 26.00 1
66.00 26.00 81.00 30.00 1
81.00 30.00 86.00 32.00 1
86.00 32.00 95.00 36.00 1
95.00 36.00 97.00 38.00 1
97.00 38.00 101.00 40.00 1
101.00 40.00 118.00 50.00 1
118.00 50.00 137.00 60.00 1
0.00 6.50 13.30 9.60 2
16.43 10.65 16.50 10.67 2
16.50 10.67 16.80 10.67 4
16.80 10.67 66.00 26.00 2
0.00 5.50 16.40 9.60 3
16.40 9.60 16.50 9.63 3
16.50 9.63 16.80 9.63 4
16.30 9.63 19.23 10.55 3
19.23 10.55 81.00 30.00 3
16.50 5.10 16.80 5.10 3

SOIL

4

1.98 1.98 1.36 17.57 .00 .00 1
2.06 2.06 0.80 29.20 .00 .00 1
2.10 2.10 8.00 12.10 .00 .00 2
3.00 3.00 32.00 0.00 .00 .00 2

WATER

1 1.00

8

0.00 9.60
16.40 9.60
16.48 12.20
22.40 14.10
22.45 16.00
81.00 28.00
86.00 30.00
137.00 58.00

CIRCLE

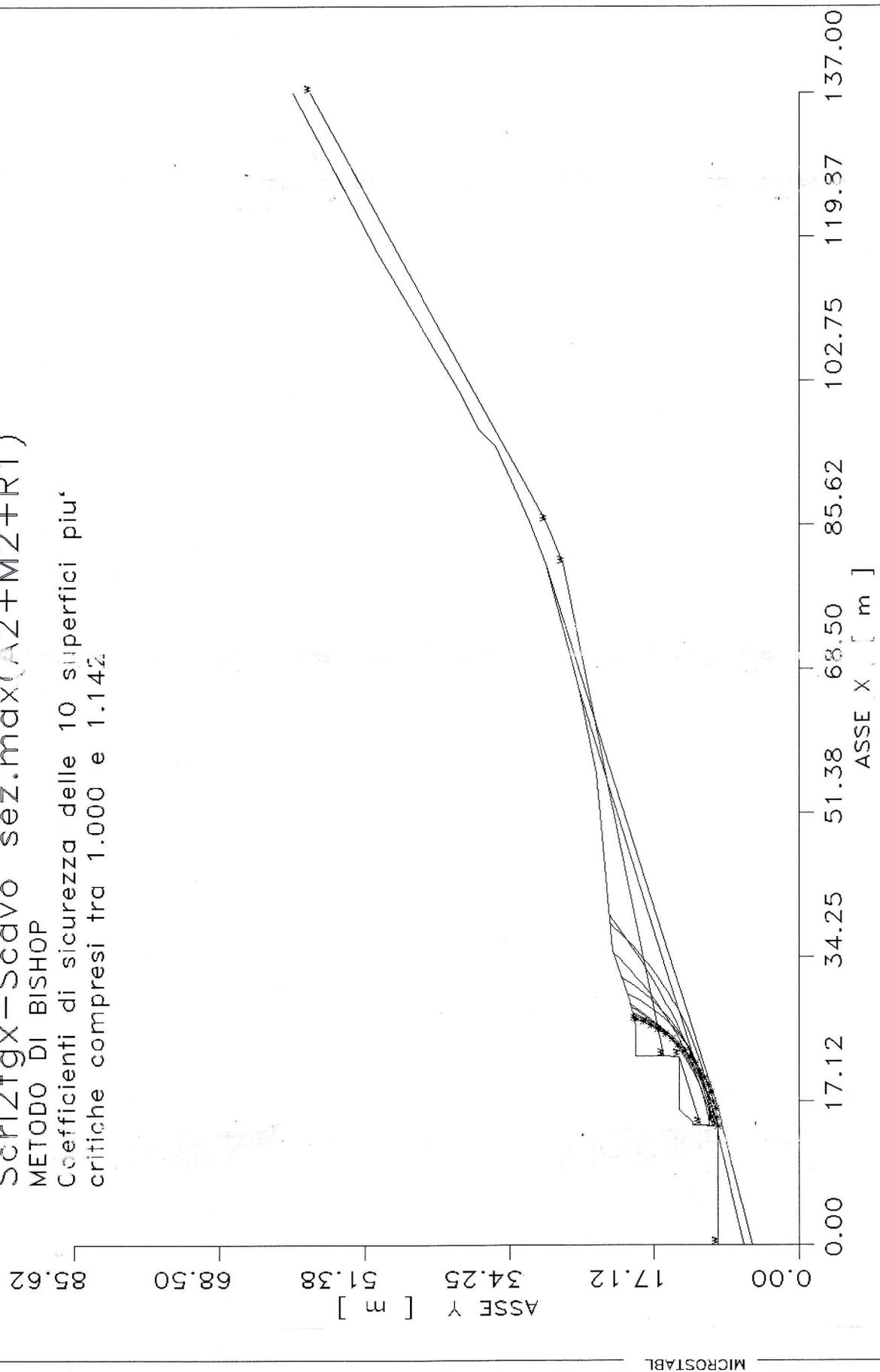
144 50 15.00 16.43 25.00 60.00 0.00 1.00 0.00 0.00

$7 \times 0,3 = 2,1$ +

Scri2fgx - Scavo sez.max(A2+M2+R1)

METODO DI BISHOP

Coefficienti di sicurezza delle 10 superfici piu' critiche compresi tra 1.000 e 1.142



PROFIL

Scri2fgx-Scavo sez.max(A2+M2+R1)

POLISTRADA Spa

Loc. Villa S.Cristina

34 23

3.36 9.60 8.80 9.60 1
8.80 9.60 13.30 9.60 1
13.30 9.60 14.20 9.60 2
14.20 9.60 14.21 10.00 2
14.21 10.00 14.27 11.70 1
14.27 11.70 14.30 12.60 1
14.30 12.60 14.60 12.60 4
14.60 12.60 16.10 14.10 1
16.10 14.10 22.40 14.10 1
22.40 14.10 22.45 16.00 1
22.45 16.00 22.50 19.30 1
22.50 19.30 26.00 19.30 1
26.00 19.30 29.00 20.00 1
29.00 20.00 35.00 22.00 1
35.00 22.00 56.00 24.00 1
56.00 24.00 66.00 26.00 1
66.00 26.00 81.00 30.00 1
81.00 30.00 86.00 32.00 1
86.00 32.00 95.00 36.00 1
95.00 36.00 97.00 38.00 1
97.00 38.00 101.00 40.00 1
101.00 40.00 118.00 50.00 1
118.00 50.00 137.00 60.00 1
0.00 6.50 13.30 9.60 2
14.21 10.00 14.30 10.05 2
14.30 10.05 14.60 10.05 4
14.60 10.05 19.26 11.55 2
19.26 11.55 66.00 26.00 2
0.00 5.50 14.30 9.08 3
14.30 9.08 14.60 9.08 4
14.60 9.08 16.40 9.60 3
16.40 9.60 19.23 10.55 3
19.23 10.55 81.00 30.00 3
14.30 5.10 14.60 5.10 3

SOIL

4

1.98 1.98 1.36 17.57 .00 .00 1
2.06 2.06 0.80 29.20 .00 .00 1
2.10 2.10 8.00 12.10 .00 .00 2
3.00 3.00 7.00 0.00 .00 .00 2

WATER

1 1.00

8

0.00 9.60
14.20 9.60
14.27 11.70
22.40 14.10
22.45 16.00
81.00 28.00
86.00 30.00
137.00 58.00

CIRCLE

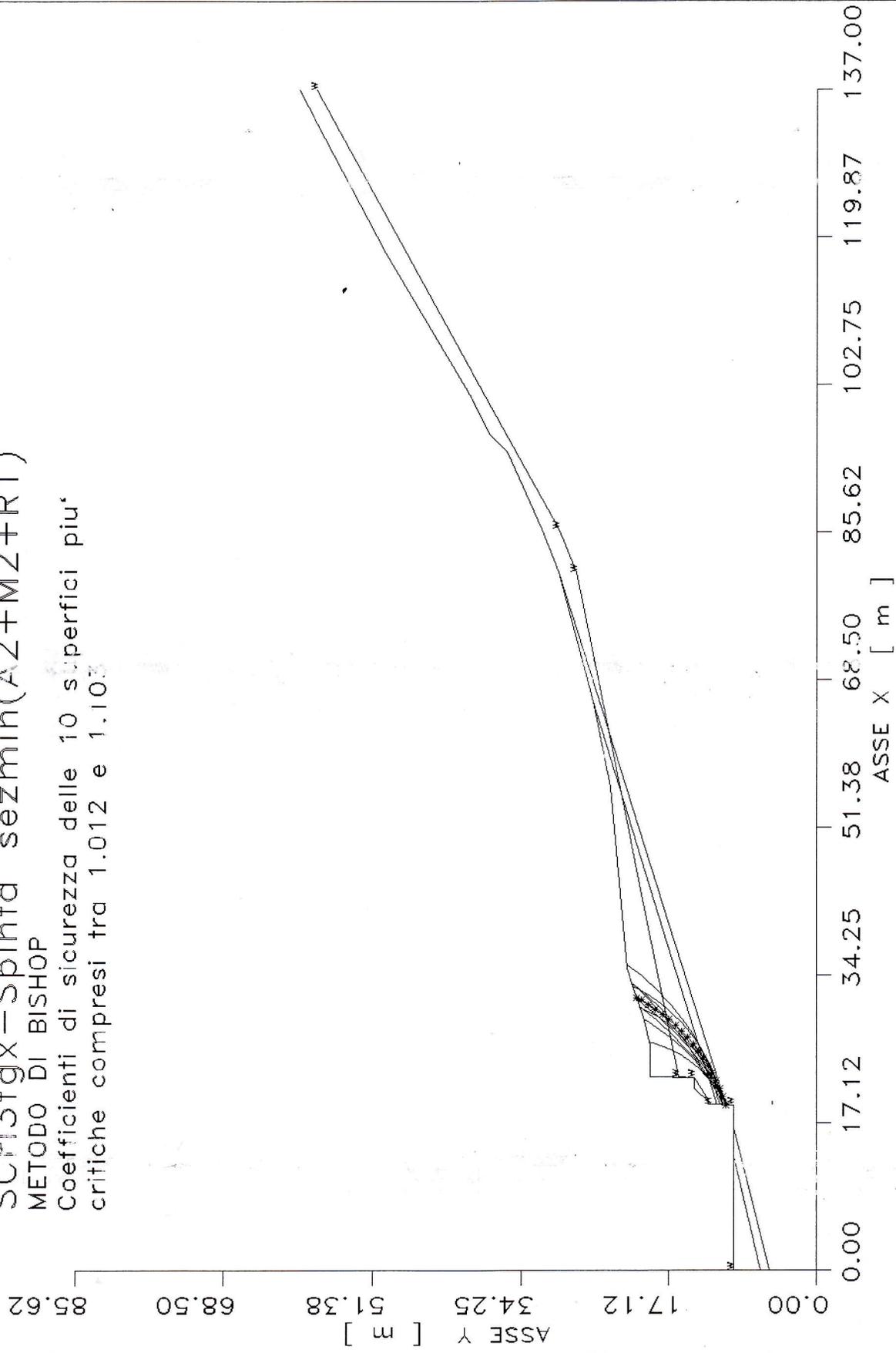
124 50 13.00 14.23 25.00 60.00 0.00 1.00 0.00 0.00

36 x 0.3 = 10.8

SCri3fgX-Spinta sezmin(A2+M2+R1)

METODO DI BISHOP

Coefficienti di sicurezza delle 10 superfici piu' critiche compresi tra 1.012 e 1.103



MICROSTABIL

PROFIL

SCri3fgx-Spinta sezmin(A2+M2+R1)

POLISTRADA Spa

Loc. Villa S.Cristina

31 22

3.36 9.60 13.30 9.60 1
13.30 9.60 16.40 9.60 2
16.40 9.60 19.20 9.60 3
19.20 9.60 19.23 10.55 3
19.23 10.55 19.26 11.55 2
19.26 11.55 19.30 12.60 1
19.30 12.60 19.60 12.60 4
19.60 12.60 21.10 14.10 1
21.10 14.10 22.40 14.10 1
22.40 14.10 22.50 19.30 1
22.50 19.30 26.00 19.30 1
26.00 19.30 29.00 20.00 1
29.00 20.00 35.00 22.00 1
35.00 22.00 56.00 24.00 1
56.00 24.00 66.00 26.00 1
66.00 26.00 81.00 30.00 1
81.00 30.00 86.00 32.00 1
86.00 32.00 95.00 36.00 1
95.00 36.00 97.00 38.00 1
97.00 38.00 101.00 40.00 1
101.00 40.00 118.00 50.00 1
118.00 50.00 137.00 60.00 1
0.00 6.50 13.30 9.60 2
19.26 11.55 19.30 11.60 2
19.30 11.60 19.60 11.60 4
19.60 11.60 66.00 26.00 2
0.00 5.50 16.40 9.60 3
19.23 10.55 19.30 10.60 3
19.30 10.60 19.60 10.60 4
19.60 10.60 81.00 30.00 3
19.30 5.10 19.60 5.10 3

SOIL

4

1.98 1.98 1.36 17.57 .00 .00 1
2.06 2.06 0.80 29.20 .00 .00 1
2.10 2.10 8.00 12.10 .00 .00 2
3.00 3.00 36.00 0.00 .00 .00 2

WATER

1 1.00

8

0.00 9.60
19.20 9.60
19.28 12.20
22.40 14.10
22.45 16.00
81.00 28.00
86.00 30.00
137.00 58.00

CIRCLE

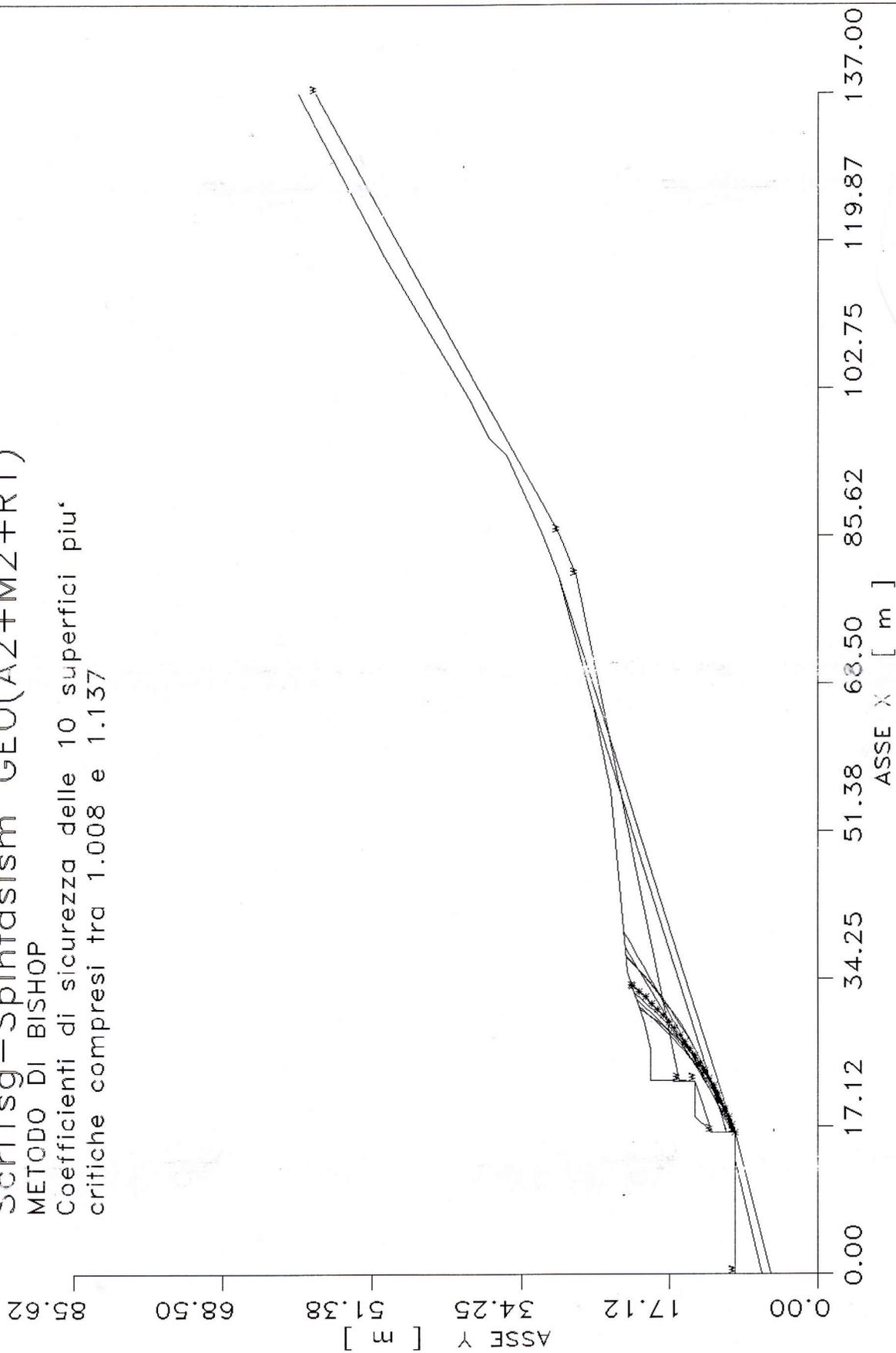
127 50 18.00 19.26 26.00 60.00 0.00 1.00 0.00 0.00

SEXO,3 = 17,4

Scri1sg-Spintasism GEO(A2+M2+R1)

METODO DI BISHOP

Coefficienti di sicurezza delle 10 superfici piu' critiche compresi tra 1.008 e 1.137



PROFIL

Scrilsg-Spintasism GEO(A2+M2+R1)

POLISTRADA Spa

Loc. Villa S.Cristina

31 21

3.36 9.60 13.30 9.60 1
13.30 9.60 16.40 9.60 2
16.40 9.60 16.43 10.65 2
16.43 10.65 16.48 12.20 1
16.48 12.20 16.50 12.60 1
16.50 12.60 16.80 12.60 4
16.80 12.60 18.30 14.10 1
18.30 14.10 22.40 14.10 1
22.40 14.10 22.50 19.30 1
22.50 19.30 26.00 19.30 1
26.00 19.30 29.00 20.00 1
29.00 20.00 35.00 22.00 1
35.00 22.00 56.00 24.00 1
56.00 24.00 66.00 26.00 1
66.00 26.00 81.00 30.00 1
81.00 30.00 86.00 32.00 1
86.00 32.00 95.00 36.00 1
95.00 36.00 97.00 38.00 1
97.00 38.00 101.00 40.00 1
101.00 40.00 118.00 50.00 1
118.00 50.00 137.00 60.00 1
0.00 6.50 13.30 9.60 2
16.43 10.65 16.50 10.67 2
16.50 10.67 16.80 10.67 4
16.80 10.67 66.00 26.00 2
0.00 5.50 16.40 9.60 3
16.40 9.60 16.50 9.63 3
16.50 9.63 16.80 9.63 4
16.80 9.63 19.23 10.55 3
19.23 10.55 81.00 30.00 3
16.50 5.10 16.80 5.10 3

SOIL

4
1.98 1.98 1.36 17.57 .00 .00 1
2.06 2.06 0.80 29.20 .00 .00 1
2.10 2.10 8.00 12.10 .00 .00 2
3.00 3.00 58.00 0.00 .00 .00 2

WATER

1 1.00
8
0.00 9.60
16.40 9.60
16.48 12.20
22.40 14.10
22.45 16.00
81.00 28.00
86.00 30.00
137.00 53.00

EQUAKE

0.106 0.00 0.00

CIRCLE

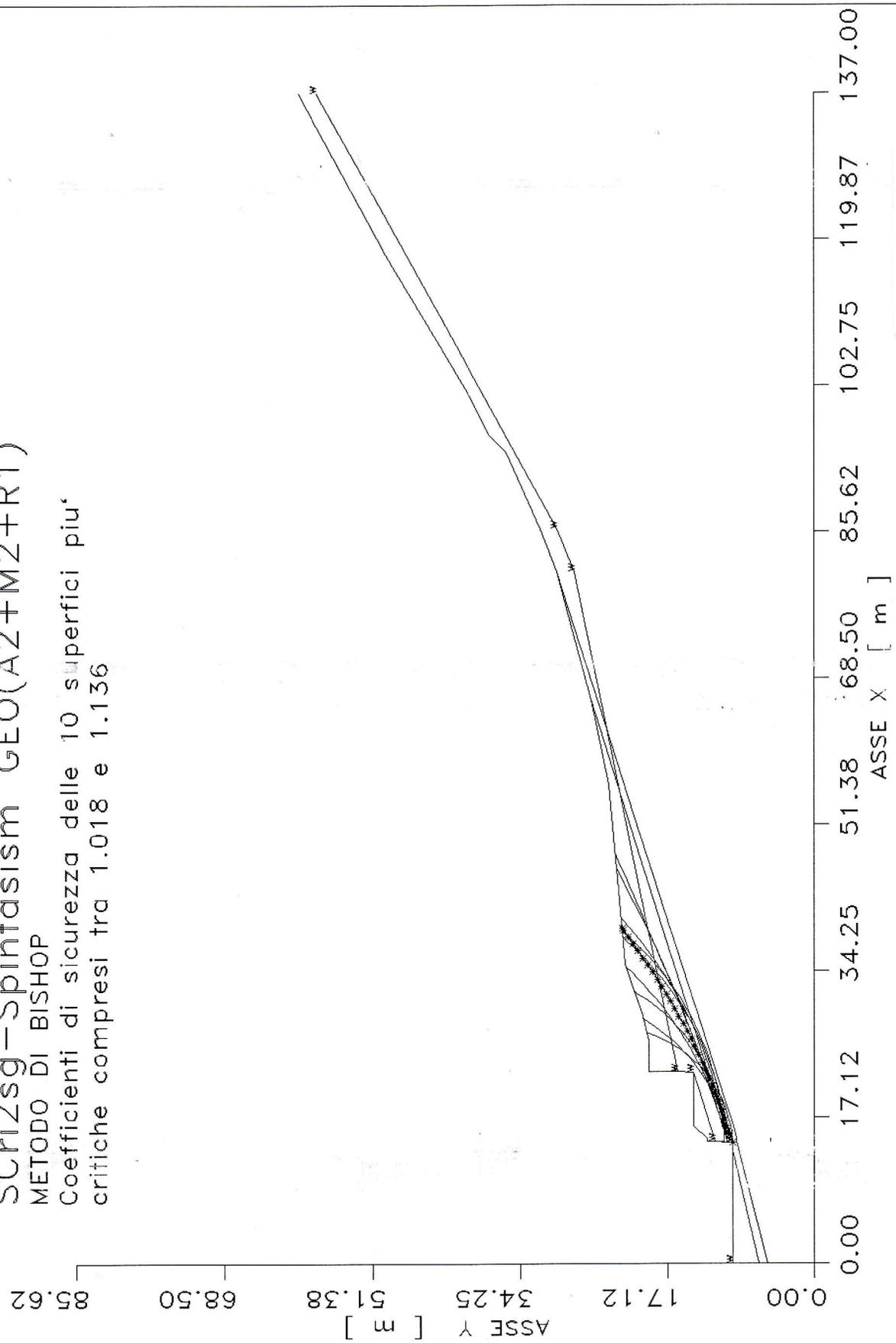
144 50 15.00 16.43 25.00 60.00 0.00 1.00 0.00 0.00

h2 x 0,3 = 12,6

SCri2sg - Spintasism GEO(A2+M2+R1)

METODO DI BISHOP

Coefficienti di sicurezza delle 10 superfici piu' critiche compresi tra 1.018 e 1.136



PROFIL
SCri2sg-Spintasism GEO(A2+M2+R1)
POLISTRADA Spa
Loc. Villa S.Cristina

34 23
3.36 9.60 8.80 9.60 1
8.80 9.60 13.30 9.60 1
13.30 9.60 14.20 9.60 2
14.20 9.60 14.21 10.00 2
14.21 10.00 14.27 11.70 1
14.27 11.70 14.30 12.60 1
14.30 12.60 14.60 12.60 4
14.60 12.60 16.10 14.10 1
16.10 14.10 22.40 14.10 1
22.40 14.10 22.45 16.00 1
22.45 16.00 22.50 19.30 1
22.50 19.30 26.00 19.30 1
26.00 19.30 29.00 20.00 1
29.00 20.00 35.00 22.00 1
35.00 22.00 56.00 24.00 1
56.00 24.00 66.00 26.00 1
66.00 26.00 81.00 30.00 1
81.00 30.00 86.00 32.00 1
86.00 32.00 95.00 36.00 1
95.00 36.00 97.00 38.00 1
97.00 38.00 101.00 40.00 1
101.00 40.00 118.00 50.00 1
118.00 50.00 137.00 60.00 1
0.00 6.50 13.30 9.60 2
14.21 10.00 14.30 10.05 2
14.30 10.05 14.60 10.05 4
14.60 10.05 19.26 11.55 2
19.26 11.55 66.00 26.00 2
0.00 5.50 14.30 9.08 3
14.30 9.08 14.60 9.08 4
14.60 9.08 16.40 9.60 3
16.40 9.60 19.23 10.55 3
19.23 10.55 81.00 30.00 3
14.30 5.10 14.60 5.10 3

SOIL

4
1.98 1.98 1.36 17.57 .00 .00 1
2.06 2.06 0.80 29.20 .00 .00 1
2.10 2.10 8.00 12.10 .00 .00 2
3.00 3.00 42.00 0.00 .00 .00 2

WATER

1 1.00
8
0.00 9.60
14.20 9.60
14.27 11.70
22.40 14.10
22.45 16.00
81.00 28.00
86.00 30.00
137.00 58.00

EQUAKE

0.106 0.00 0.00

CIRCLE

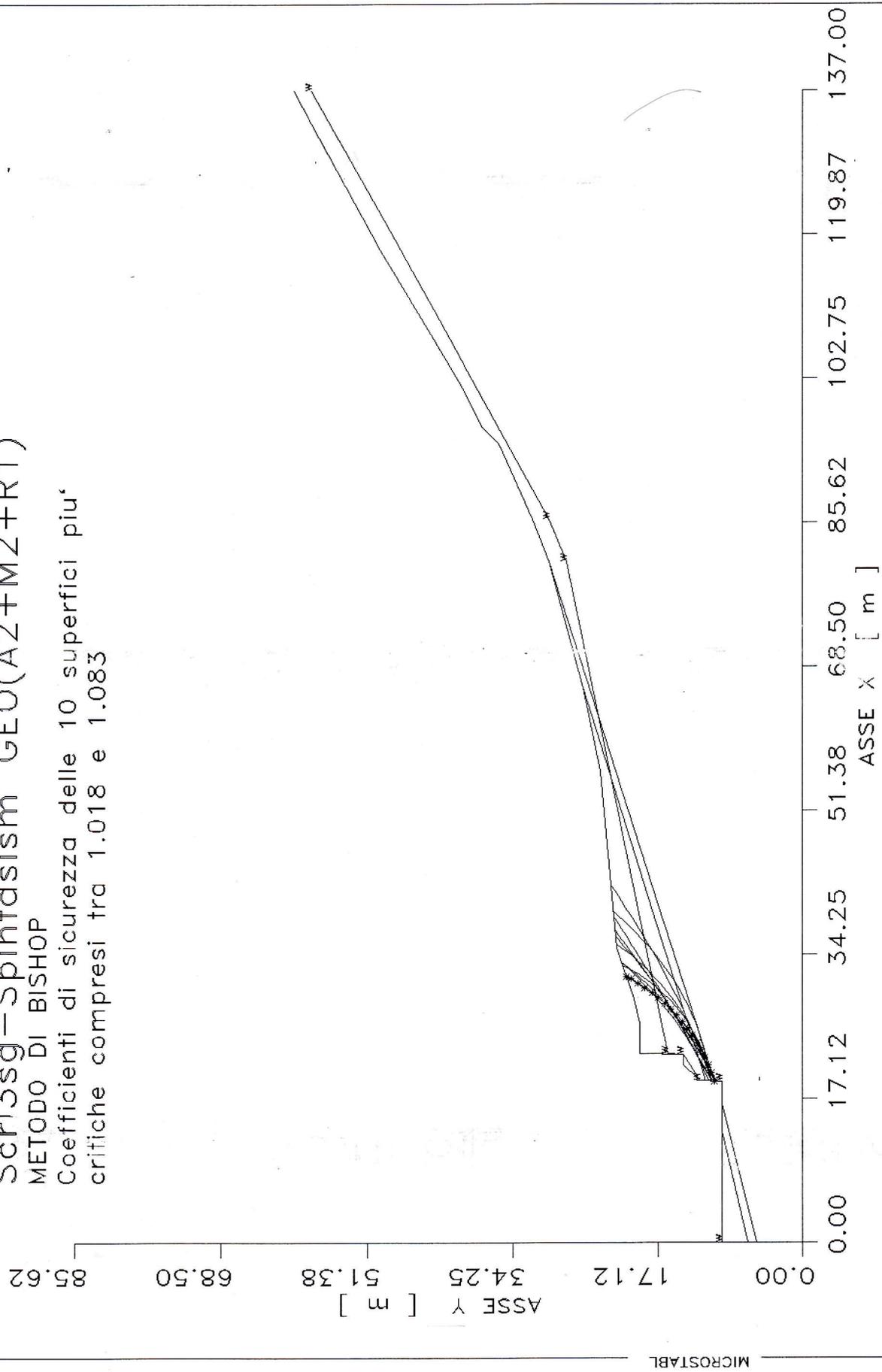
124 50 13.00 14.23 25.00 60.00 0.00 1.00 0.00 0.00

54 x 0,3 = 16,2

Scri3sg-Spintasism GEO(A2+M2+R1)

METODO DI BISHOP

Coefficienti di sicurezza delle 10 superfici piu' critiche compresi tra 1.018 e 1.083



PROFIL

Scri3sg-Spintasism GEO(A2+M2+R1)

POLISTRADA Spa

Loc. Villa S.Cristina

31 22

3.36 9.60 13.30 9.60 1
13.30 9.60 16.40 9.60 2
16.40 9.60 19.20 9.60 3
19.20 9.60 19.23 10.55 3
19.23 10.55 19.26 11.55 2
19.26 11.55 19.30 12.60 1
19.30 12.60 19.60 12.60 4
19.60 12.60 21.10 14.10 1
21.10 14.10 22.40 14.10 1
22.40 14.10 22.50 19.30 1
22.50 19.30 26.00 19.30 1
26.00 19.30 29.00 20.00 1
29.00 20.00 35.00 22.00 1
35.00 22.00 56.00 24.00 1
56.00 24.00 66.00 26.00 1
66.00 26.00 81.00 30.00 1
81.00 30.00 86.00 32.00 1
86.00 32.00 95.00 36.00 1
95.00 36.00 97.00 38.00 1
97.00 38.00 101.00 40.00 1
101.00 40.00 118.00 50.00 1
118.00 50.00 137.00 60.00 1
0.00 6.50 13.30 9.60 2
19.26 11.55 19.30 11.60 2
19.30 11.60 19.60 11.60 4
19.60 11.60 66.00 26.00 2
0.00 5.50 16.40 9.60 3
19.23 10.55 19.30 10.60 3
19.30 10.60 19.60 10.60 4
19.60 10.60 81.00 30.00 3
19.30 5.10 19.60 5.10 3

SOIL

4

1.98 1.98 1.36 17.57 .00 .00 1
2.06 2.06 0.80 29.20 .00 .00 1
2.10 2.10 8.00 12.10 .00 .00 2
3.00 3.00 54.00 0.00 .00 .00 2

WATER

1 1.00

8

0.00 9.60
19.20 9.60
19.28 12.20
22.40 14.10
22.45 16.00
81.00 28.00
86.00 30.00
137.00 58.00

EQUAKE

0.106 0.00 0.00

CIRCLE

127 50 18.00 19.26 26.00 60.00 0.00 1.00 0.00 0.00

TECNA snc di Moretti Dr. Giuliano

Sede Legale : Via Ser Gorello, 11/a - 52100 AREZZO - Uffici e Deposito : Via A. Grandi, 51 - 52100 AREZZO

Autorizzazione Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti ad effettuare e certificare prove geotecniche sui terreni n. 4542 del 13/04/2012

PROVA PENETROMETRICA STATICA MECCANICA LETTURE CAMPAGNA E VALORI TRASFORMATI

CPT

1

riferimento **150-2013**

certificato n° 452_2013

n° verb.accett. 260 del 06.11.2013

Committente: **Polistrade Costruzioni Generali S.p.A.**

Cantiere: **Indagini geognostiche**

Località: **Villa Santa Cristina - Prato - PO**

U.M.: **kg/cm²**

Data esec.: 13/11/2013

Data certificato: 14/11/2013

Pagina: 1/17

Elaborato:

Falda: Non rilevata

H	L1	L2	Lt	qc	fs	F	Rf	H	L1	L2	Lt	qc	fs	F	Rf
m	-	-	-	kg/cm ²	kg/cm ²	-	%	m	-	-	-	kg/cm ²	kg/cm ²	-	%
0,20	0,0	0,0	-	0,0	0,40	0									
0,40	9,0	15,0	-	9,0	0,73	12	8,1								
0,60	17,0	28,0	-	17,0	0,93	18	5,5								
0,80	23,0	37,0	-	23,0	1,80	13	7,8								
1,00	27,0	54,0	-	27,0	1,47	18	5,4								
1,20	72,0	94,0	-	72,0	7,60	9	10,6								
1,40	138,0	252,0	-	138,0	8,80	16	6,4								
1,60	480,0	612,0	-	480,0											

H = profondità
L1 = prima lettura (punta)
L2 = seconda lettura (punta + laterale)
Lt = terza lettura (totale)
CT =10,00 costante di trasformazione

qc = resistenza di punta
fs = resistenza laterale calcolata
0.20 m sopra quota qc
F = rapporto Begemann (qc / fs)
Rf = rapporto Schmertmann (fs / qc)*100

Lo sperimentatore: Sig. Sandro Gorini

Il direttore laboratorio: Dr. Giuliano Moretti

nota:

Software by dott. Geol. Diego Merlin 0425-840820

FON049

PROVA PENETROMETRICA STATICA MECCANICA DIAGRAMMI DI RESISTENZA

CPT

1

riferimento

150-2013

certificato n°

452_2013

n° verb.accett.

260 del 06.11.2013

Committente: **Polistrade Costruzioni Generali S.p.A.**

Cantiere: **Indagini geognostiche**

Località: **Villa Santa Cristina - Prato - PO**

U.M.: **kg/cm²**

Scala: **1:50**

Pagina: **2/17**

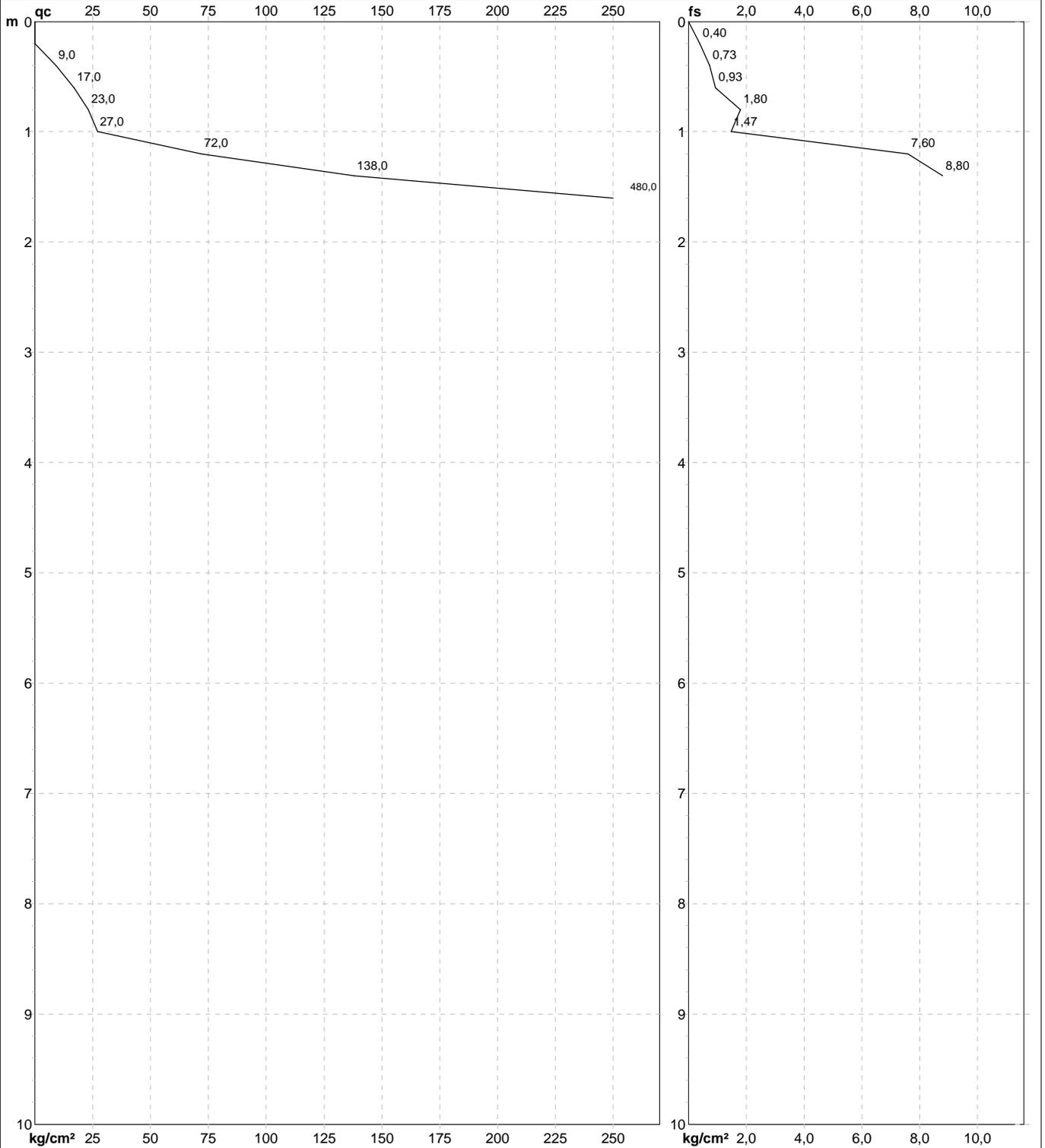
Elaborato:

Data esec.: **13/11/2013**

Data certificato: **14/11/2013**

Quota inizio: **Piano Campagna**

Falda: **Non rilevata**



Penetrometro: **TG63-200**

Responsabile:

Assistente:

Corr.astine: **kg/ml**

Cod.ISTAT: **100005**

Cod. punta:

Preforo: **m**

Lo sperimentatore: Sig. Sandro Gorini

Il direttore laboratorio: Dr. Giuliano Moretti

nota:

Software by dott. Geol. Diego Merlin 0425-840820

FON049

TECNA snc di Moretti Dr. Giuliano

Sede Legale : Via Ser Gorello, 11/a - 52100 AREZZO - Uffici e Deposito : Via A. Grandi, 51 - 52100 AREZZO

Autorizzazione Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti ad effettuare e certificare prove geotecniche sui terreni n. 4542 del 13/04/2012

PROVA PENETROMETRICA DINAMICA LETTURE DI CAMPAGNA PUNTA E/O TOTALE

DIN

1

referimento **150-2013**

certificato n° 453-2013

n° verb.accett. 260 del 06.11.2013

Committente: **Polistrade Costruzioni Generali S.p.A.**

Cantiere: **Indagini geognostiche**

Località: **Villa Santa Cristina - Prato - PO**

U.M.: **kg/cm²**

Data esec.: 13/11/2013

Data certificato: 14/11/2013

Pagina: 1/17

Elaborato:

Falda: Non rilevata

H m	Asta n°	L1 n°	L2 n°	qcd kg/cm ²	H m	Asta n°	L1 n°	L2 n°	qcd kg/cm ²
0,20	1	0		0,0					
0,40	1	0		0,0					
0,60	2	0		0,0					
0,80	2	0		0,0					
1,00	2	0		0,0					
1,20	2	0		0,0					
1,40	2	0		0,0					
1,60	3	0		0,0					
1,80	3	15		148,8					
2,00	3	13		119,4					
2,20	3	12		110,3					
2,40	3	12		110,3					
2,60	4	17		156,2					
2,80	4	22		202,1					
3,00	4	23		196,7					
3,20	4	21		179,6					
3,40	4	12		102,6					
3,60	5	7		59,9					
3,80	5	6		51,3					
4,00	5	10		80,0					
4,20	5	8		64,0					
4,40	5	3		24,0					
4,60	6	4		32,0					
4,80	6	4		32,0					
5,00	6	4		30,1					
5,20	6	3		22,6					
5,40	6	6		45,1					
5,60	7	6		45,1					
5,80	7	9		67,7					
6,00	7	19		134,7					
6,20	7	16		113,4					
6,40	7	18		127,6					
6,60	8	21		148,8					
6,80	8	23		163,0					
7,00	8	50		335,2					

H = profondità

L1 = prima lettura (colpi punta)

L2 = seconda lettura (colpi rivestimento)

qcd = resistenza dinamica punta

Asta = numero di asta impiegata

Lo sperimentatore: Sig. Sandro Gorini

Il direttore laboratorio: Dr. Giuliano Moretti

nota:

Software by dott. Geol. Diego Merlin 0425-840820

FON049

PROVA PENETROMETRICA DINAMICA DIAGRAMMI COLPI / RESISTENZA

DIN	1
referimento	150-2013
certificato n°	453-2013
n° verb.accett.	260 del 06.11.2013

Committente: **Polistrade Costruzioni Generali S.p.A.**

Cantiere: **Indagini geognostiche**

Località: **Villa Santa Cristina - Prato - PO**

Quota ass.: Piano Campagna

U.M.: **kg/cm²**

Scala: 1:50

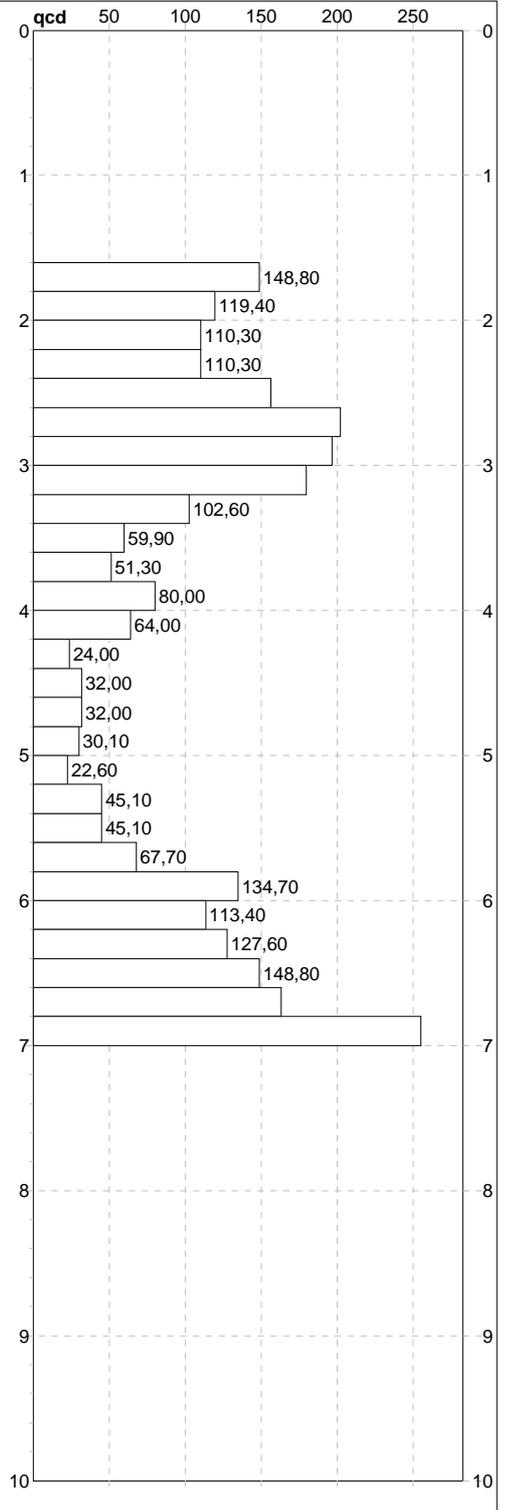
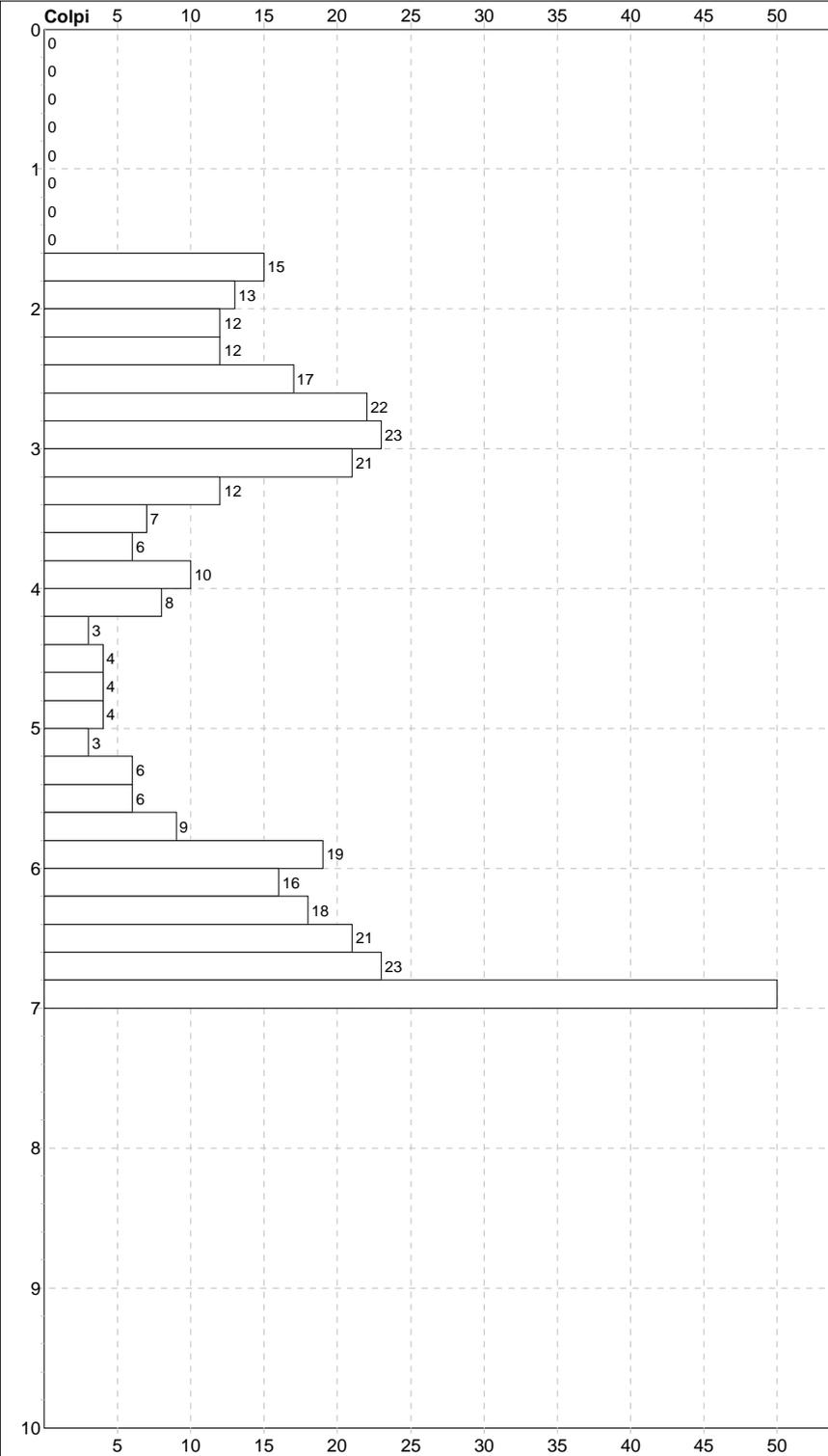
Pagina: 2/17

Elaborato:

Data esec.: 13/11/2013

Data certificato: 14/11/2013

Falda: Non rilevata



Responsabile:
Assistente:

Corr.astine: kg/ml
Cod.ISTAT: 100005

Preforo: m
Lo sperimentatore: Sig. Sandro Gorini
Il direttore laboratorio: Dr. Giuliano Moretti

TECNA snc di Moretti Dr. Giuliano

Sede Legale : Via Ser Gorello, 11/a - 52100 AREZZO - Uffici e Deposito : Via A. Grandi, 51 - 52100 AREZZO

Autorizzazione Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti ad effettuare e certificare prove geotecniche sui terreni n. 4542 del 13/04/2012

PROVA PENETROMETRICA DINAMICA LETTURE DI CAMPAGNA PUNTA E/O TOTALE

DIN 2

riferimento **150-2013**

certificato n° 454-2013

n° verb. accett. 260 del 06.11.2013

Committente: **Polistrade Costruzioni Generali S.p.A.**

Cantiere: **Indagini geognostiche**

Località: **Villa Santa Cristina - Prato - PO**

U.M.: **kg/cm²**

Data esec.: 13/11/2013

Data certificato: 14/11/2013

Pagina: 1/17

Elaborato:

Falda: Non rilevata

H m	Asta n°	L1 n°	L2 n°	qcd kg/cm ²	H m	Asta n°	L1 n°	L2 n°	qcd kg/cm ²
0,20	1	1		7,4					
0,40	1	1		5,3					
0,60	1	2		10,7					
0,80	1	2		10,7					
1,00	1	3		16,0					
1,20	1	6		32,1					
1,40	1	5		26,7					
1,60	1	6		32,1					
1,80	1	5		26,7					
2,00	1	6		32,1					
2,20	1	12		64,1					
2,40	1	10		53,4					
2,60	1	13		69,5					
2,80	1	7		37,4					
3,00	1	8		42,7					
3,20	1	9		48,1					
3,40	1	10		53,4					
3,60	1	15		80,1					
3,80	1	10		53,4					
4,00	1	12		64,1					
4,20	1	16		85,5					
4,40	1	9		48,1					
4,60	1	17		90,8					
4,80	1	30		160,3					
5,00	1	50		267,2					

H = profondità

L1 = prima lettura (colpi punta)

L2 = seconda lettura (colpi rivestimento)

qcd = resistenza dinamica punta

Asta = numero di asta impiegata

Lo sperimentatore: Sig. Sandro Gorini

Il direttore laboratorio: Dr. Giuliano Moretti

nota:

Software by dott. Geol. Diego Merlin 0425-840820

FON049

PROVA PENETROMETRICA DINAMICA DIAGRAMMI COLPI / RESISTENZA

DIN	2
referimento	150-2013
certificato n°	454-2013
n° verb.accett.	260 del 06.11.2013

Committente: **Polistrade Costruzioni Generali S.p.A.**

Cantiere: **Indagini geognostiche**

Località: **Villa Santa Cristina - Prato - PO**

Quota ass.: Piano Campagna

U.M.: **kg/cm²**

Scala: 1:50

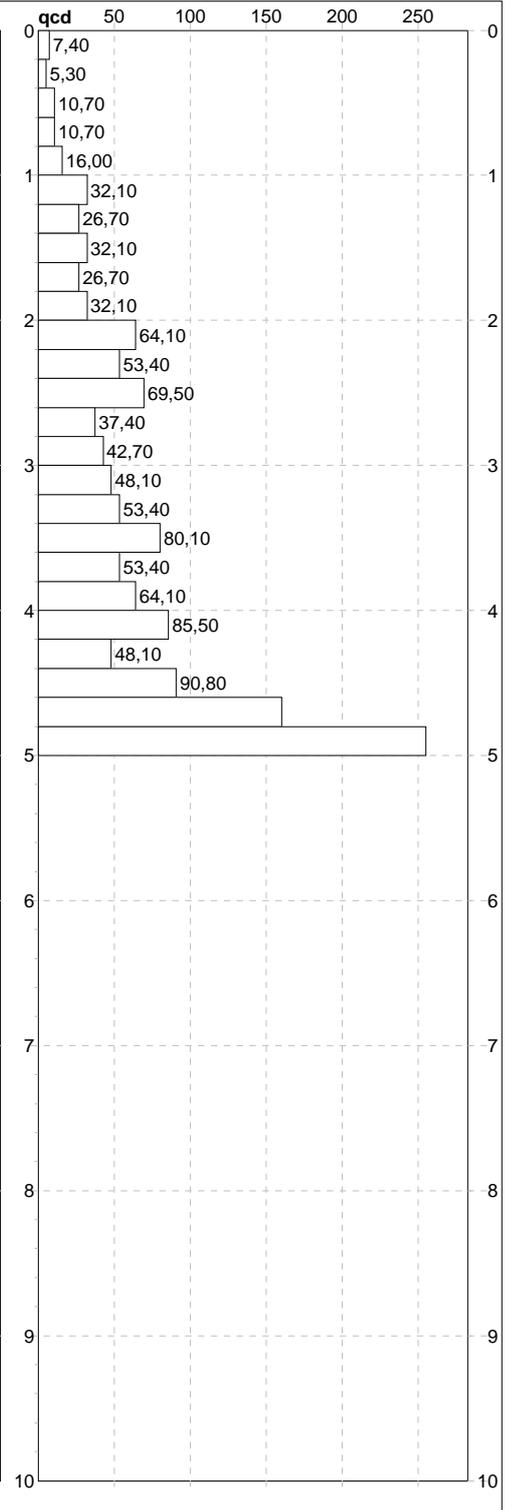
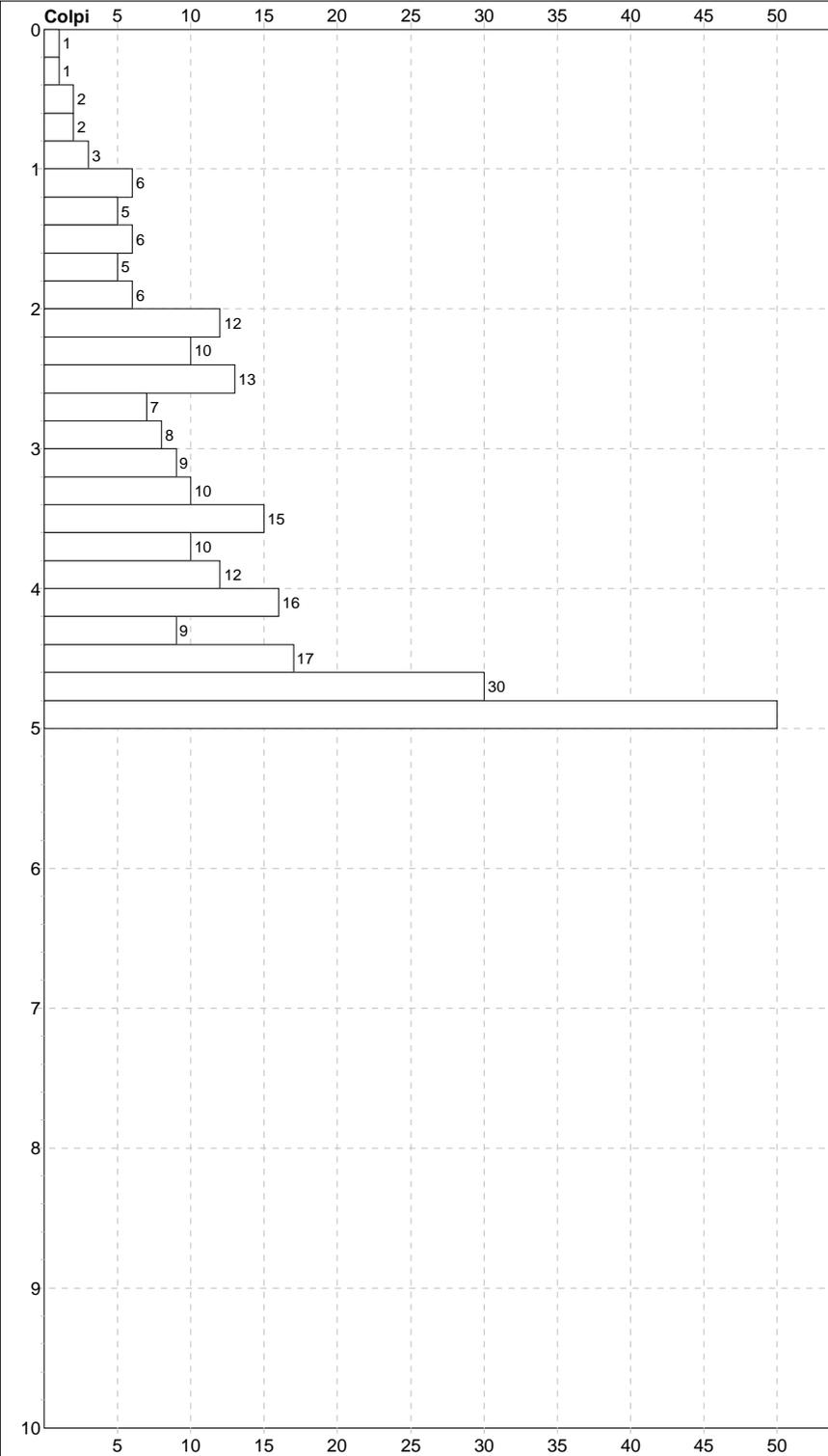
Pagina: 2/17

Elaborato:

Data esec.: 13/11/2013

Data certificato: 14/11/2013

Falda: Non rilevata



Responsabile:

Assistente:

Corr.astine: kg/ml
Cod.ISTAT: 100005

Preforo: m

Lo sperimentatore: Sig. Sandro Gorini

Il direttore laboratorio: Dr. Giuliano Moretti

nota:

Software by dott. Geol. Diego Merlin 0425-840820

FON049

TECNA snc di Moretti Dr. Giuliano

Sede Legale : Via Ser Gorello, 11/a - 52100 AREZZO - Uffici e Deposito : Via A. Grandi, 51 - 52100 AREZZO

Autorizzazione Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti ad effettuare e certificare prove geotecniche sui terreni n. 4542 del 13/04/2012

PROVA PENETROMETRICA DINAMICA LETTURE DI CAMPAGNA PUNTA E/O TOTALE

DIN

3

referimento

150-2013

certificato n°

455-2013

n° verb. accett.

260 del 06.11.2013

Committente: **Polistrade Costruzioni Generali S.p.A.**

Cantiere: **Indagini geognostiche**

Località: **Villa Santa Cristina - Prato - PO**

U.M.: **kg/cm²**

Data esec.: 13/11/2013

Data certificato: 14/11/2013

Pagina: 1/17

Elaborato:

Falda: Non rilevata

H m	Asta n°	L1 n°	L2 n°	qcd kg/cm ²	H m	Asta n°	L1 n°	L2 n°	qcd kg/cm ²
0,20	1	5		37,2					
0,40	1	2		10,7					
0,60	1	3		16,0					
0,80	1	2		10,7					
1,00	1	3		16,0					
1,20	1	4		21,4					
1,40	1	4		21,4					
1,60	1	6		32,1					
1,80	1	11		58,8					
2,00	1	6		32,1					
2,20	1	6		32,1					
2,40	1	8		42,7					
2,60	1	10		53,4					
2,80	1	9		48,1					
3,00	1	10		53,4					
3,20	1	11		58,8					
3,40	1	10		53,4					
3,60	1	14		74,8					
3,80	1	13		69,5					
4,00	1	14		74,8					
4,20	1	15		80,1					
4,40	1	21		112,2					
4,60	1	28		149,6					
4,80	1	25		133,6					
5,00	1	36		192,4					
5,20	1	50		267,2					

H = profondità
L1 = prima lettura (colpi punta)
L2 = seconda lettura (colpi rivestimento)

qcd = resistenza dinamica punta
Asta = numero di asta impiegata

Lo sperimentatore: Sig. Sandro Gorini

Il direttore laboratorio: Dr. Giuliano Moretti

nota:

Software by dott. Geol. Diego Merlin 0425-840820

FON049

PROVA PENETROMETRICA DINAMICA DIAGRAMMI COLPI / RESISTENZA

DIN	3
referimento	150-2013
certificato n°	455-2013
n° verb.accett.	260 del 06.11.2013

Committente: **Polistrade Costruzioni Generali S.p.A.**

Quota ass.: Piano Campagna

U.M.: **kg/cm²**

Data esec.: 13/11/2013

Cantiere: **Indagini geognostiche**

Scala: 1:50

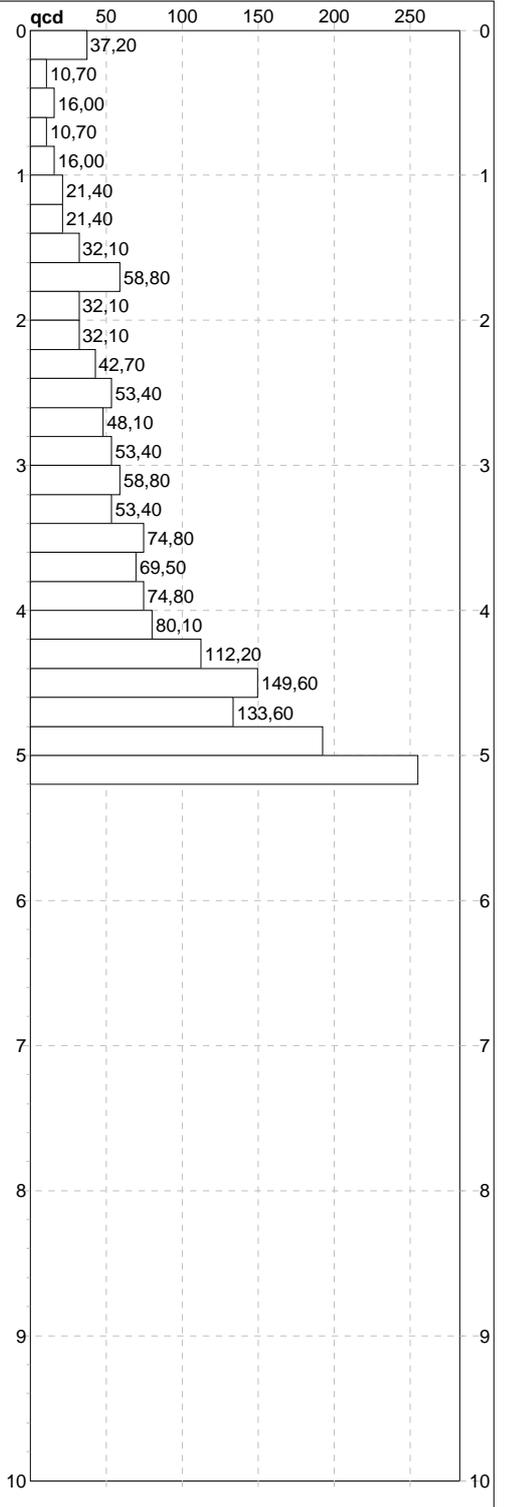
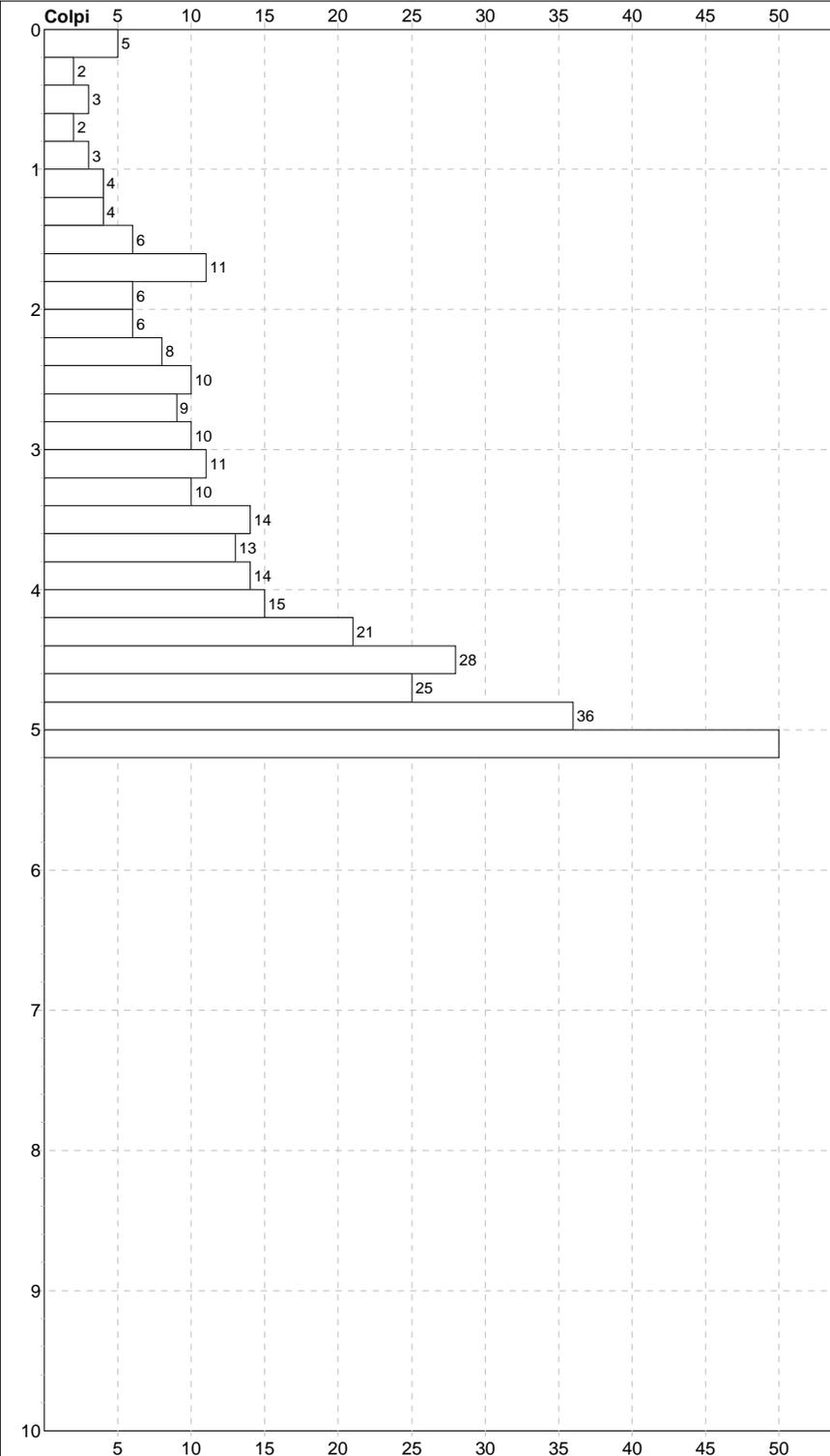
Data certificato: 14/11/2013

Località: **Villa Santa Cristina - Prato - PO**

Pagina: 2/17

Elaborato:

Falda: Non rilevata



Responsabile:

Assistente:

Corr.astine: kg/ml
Cod.ISTAT: 100005

Preforo: m

Lo sperimentatore: Sig. Sandro Gorini

Il direttore laboratorio: Dr. Giuliano Moretti

nota:

TECNA snc di Moretti Dr. Giuliano

Sede Legale : Via Ser Gorello, 11/a - 52100 AREZZO - Uffici e Deposito : Via A. Grandi, 51 - 52100 AREZZO

Autorizzazione Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti ad effettuare e certificare prove geotecniche sui terreni n. 4542 del 13/04/2012

PROVA PENETROMETRICA DINAMICA LETTURE DI CAMPAGNA PUNTA E/O TOTALE

DIN

4

referimento

150-2013

certificato n°

456-2013

n° verb. accett.

260 del 06.11.2013

Committente: **Polistrade Costruzioni Generali S.p.A.**

Cantiere: **Indagini geognostiche**

Località: **Villa Santa Cristina - Prato - PO**

U.M.: **kg/cm²**

Data esec.: 13/11/2013

Data certificato: 14/11/2013

Pagina: 1/17

Elaborato:

Falda: Non rilevata

H m	Asta n°	L1 n°	L2 n°	qcd kg/cm ²	H m	Asta n°	L1 n°	L2 n°	qcd kg/cm ²
0,20	1	16		119,2					
0,40	1	5		30,1					
0,60	1	6		36,1					
0,80	1	5		30,1					
1,00	1	7		42,2					
1,20	1	14		84,3					
1,40	1	37		222,9					
1,60	1	15		90,4					
1,80	1	10		60,2					
2,00	1	12		72,3					
2,20	1	25		150,6					
2,40	1	24		144,6					
2,60	1	13		78,3					
2,80	1	15		90,4					
3,00	1	50		301,2					

H = profondità

L1 = prima lettura (colpi punta)

L2 = seconda lettura (colpi rivestimento)

qcd = resistenza dinamica punta

Asta = numero di asta impiegata

Lo sperimentatore: Sig. Sandro Gorini

Il direttore laboratorio: Dr. Giuliano Moretti

nota:

Software by dott. Geol. Diego Merlin 0425-840820

FON049

PROVA PENETROMETRICA DINAMICA DIAGRAMMI COLPI / RESISTENZA

DIN	4
referimento	150-2013
certificato n°	456-2013
n° verb.accett.	260 del 06.11.2013

Committente: **Polistrade Costruzioni Generali S.p.A.**

Cantiere: **Indagini geognostiche**

Località: **Villa Santa Cristina - Prato - PO**

Quota ass.: Piano Campagna

U.M.: **kg/cm²**

Scala: 1:50

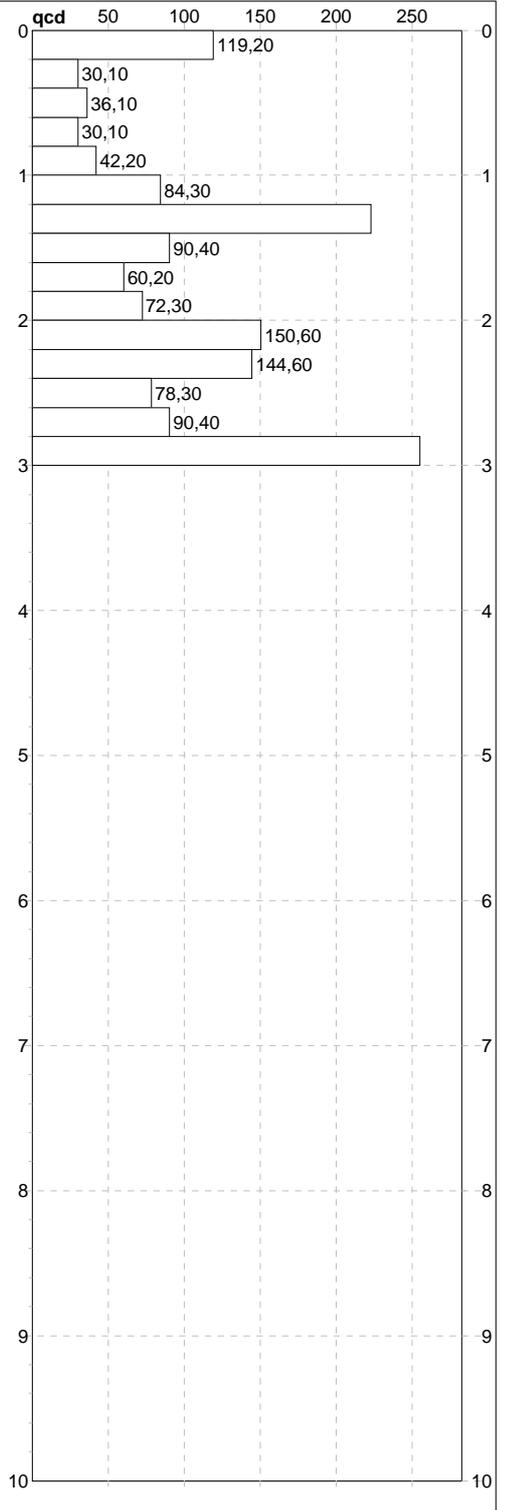
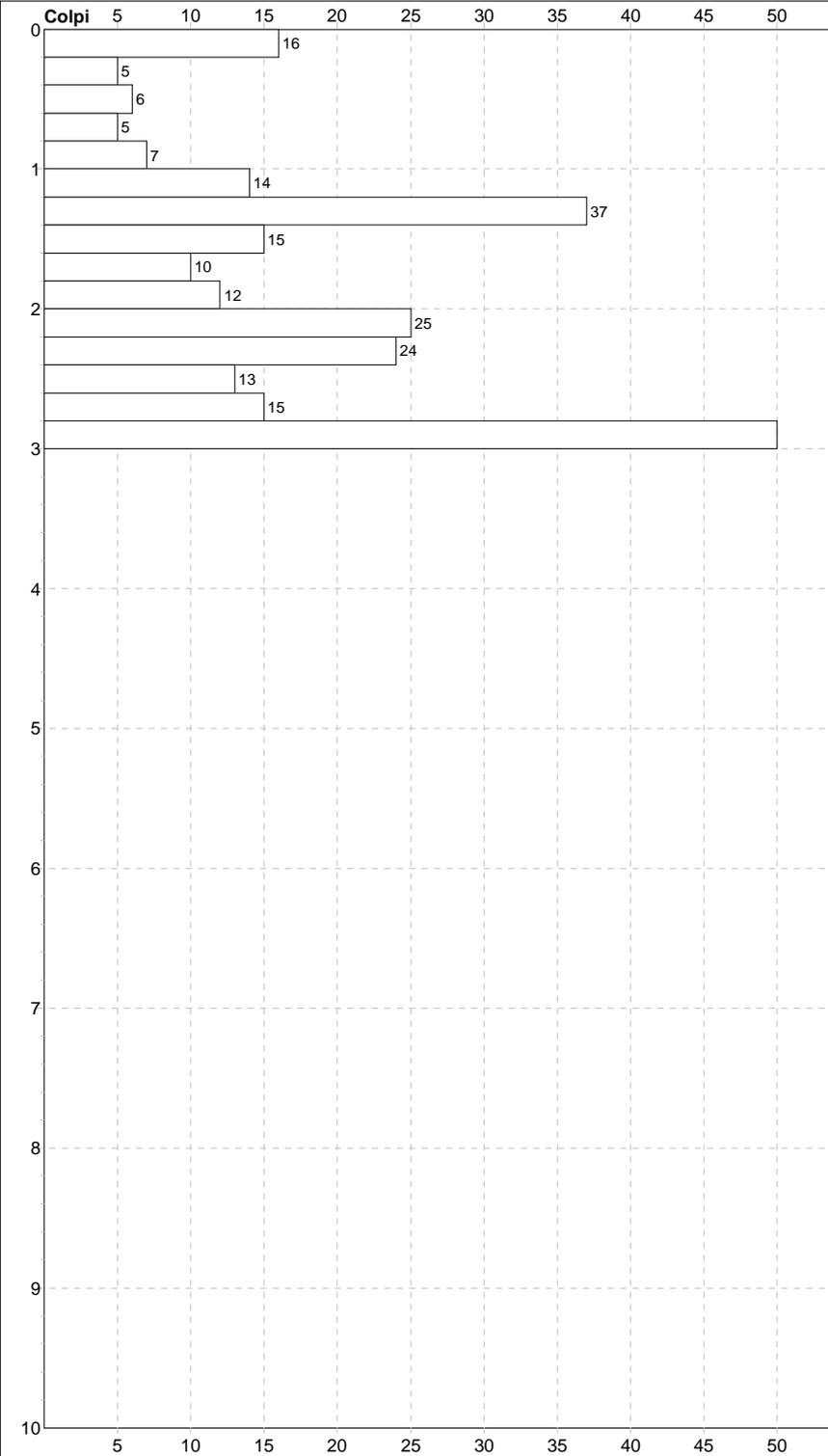
Pagina: 2/17

Elaborato:

Data esec.: 13/11/2013

Data certificato: 14/11/2013

Falda: Non rilevata



Responsabile:

Assistente:

Corr.astine: kg/ml
Cod.ISTAT: 100005

Preforo: m

Lo sperimentatore: Sig. Sandro Gorini

Il direttore laboratorio: Dr. Giuliano Moretti

nota:

Software by dott. Geol. Diego Merlin 0425-840820

FON049

TECNA snc di Moretti Dr. Giuliano

Sede Legale : Via Ser Gorello, 11/a - 52100 AREZZO - Uffici e Deposito : Via A. Grandi, 51 - 52100 AREZZO

Autorizzazione Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti ad effettuare e certificare prove geotecniche sui terreni n. 4542 del 13/04/2012

PROVA PENETROMETRICA DINAMICA LETTURE DI CAMPAGNA PUNTA E/O TOTALE

DIN

5

referimento

150-2013

certificato n°

457-2013

n° verb. accett.

260 del 06.11.2013

Committente: **Polistrade Costruzioni Generali S.p.A.**

Cantiere: **Indagini geognostiche**

Località: **Villa Santa Cristina - Prato - PO**

U.M.: **kg/cm²**

Data esec.: 13/11/2013

Data certificato: 14/11/2013

Pagina: 1/17

Elaborato:

Falda: Non rilevata

H m	Asta n°	L1 n°	L2 n°	qcd kg/cm ²	H m	Asta n°	L1 n°	L2 n°	qcd kg/cm ²
0,20	1	11		81,9					
0,40	1	5		37,2					
0,60	1	3		22,3					
0,80	1	5		37,2					
1,00	1	4		27,6					
1,20	1	3		20,7					
1,40	1	5		34,5					
1,60	1	4		27,6					
1,80	1	6		41,4					
2,00	1	5		32,2					
2,20	1	7		45,0					
2,40	1	10		64,3					
2,60	1	6		38,6					
2,80	1	5		32,2					
3,00	1	4		24,1					
3,20	1	4		24,1					
3,40	1	3		18,1					
3,60	1	4		24,1					
3,80	1	3		18,1					
4,00	1	5		28,3					
4,20	1	3		17,0					
4,40	1	4		22,7					
4,60	1	8		45,3					
4,80	1	15		84,9					
5,00	1	12		64,1					
5,20	1	23		122,9					
5,40	1	18		96,2					
5,60	1	50		267,2					

H = profondità

L1 = prima lettura (colpi punta)

L2 = seconda lettura (colpi rivestimento)

qcd = resistenza dinamica punta

Asta = numero di asta impiegata

Lo sperimentatore: Sig. Sandro Gorini

Il direttore laboratorio: Dr. Giuliano Moretti

nota:

Software by dott. Geol. Diego Merlin 0425-840820

FON049

PROVA PENETROMETRICA DINAMICA DIAGRAMMI COLPI / RESISTENZA

DIN	5
referimento	150-2013
certificato n°	457-2013
n° verb.accett.	260 del 06.11.2013

Committente: **Polistrade Costruzioni Generali S.p.A.**

Cantiere: **Indagini geognostiche**

Località: **Villa Santa Cristina - Prato - PO**

Quota ass.: Piano Campagna

U.M.: **kg/cm²**

Scala: 1:50

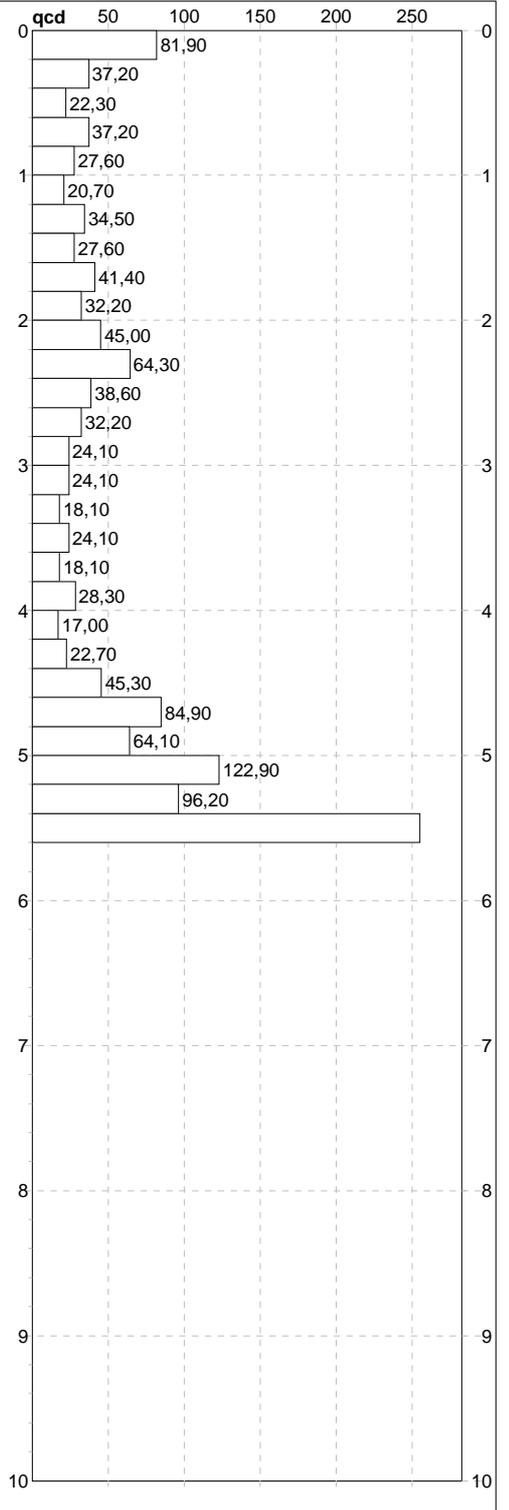
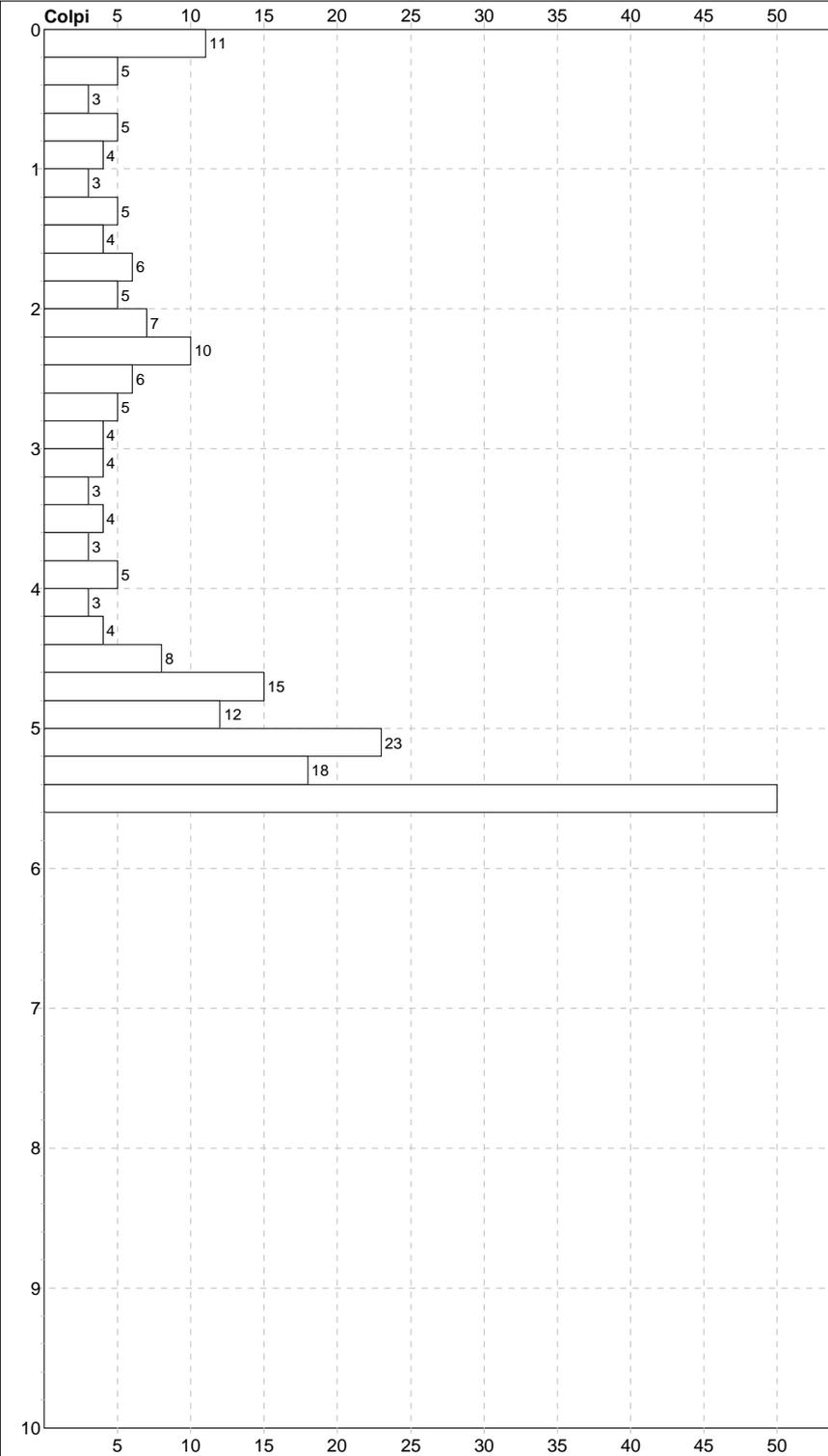
Pagina: 2/17

Elaborato:

Data esec.: 13/11/2013

Data certificato: 14/11/2013

Falda: Non rilevata



Responsabile:

Assistente:

Corr.astine: kg/ml
Cod.ISTAT: 100005

Preforo: m

Lo sperimentatore: Sig. Sandro Gorini

Il direttore laboratorio: Dr. Giuliano Moretti

nota:

Software by dott. Geol. Diego Merlin 0425-840820

FON049

PROVA PENETROMETRICA STATICA MECCANICA

DIAGRAMMI LITOLOGIA

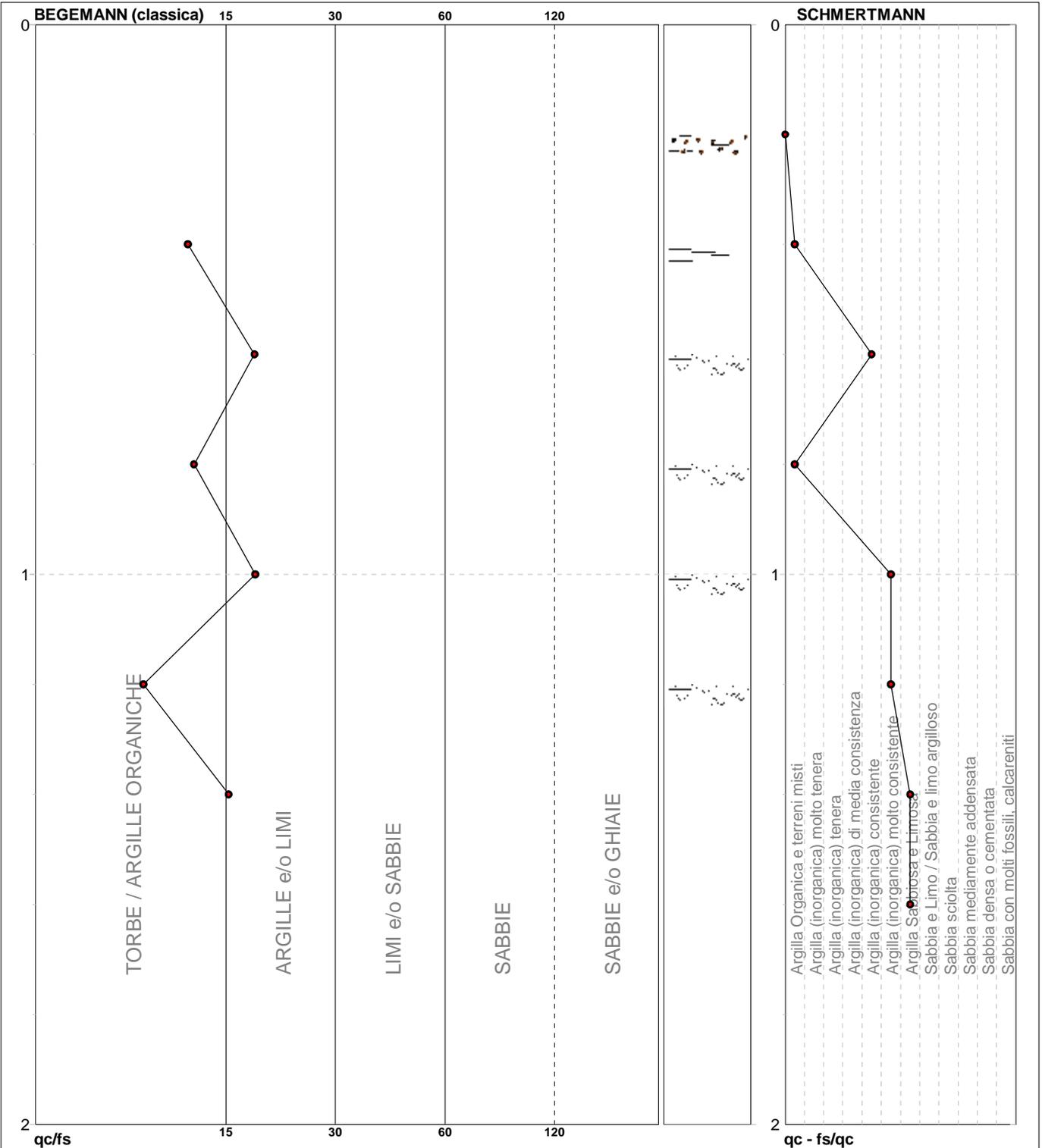
CPT

1

Committente: **Polistrade Costruzioni Generali S.p.A.**
 Cantiere: **Indagini geognostiche**
 Località: **Villa Santa Cristina - Prato - PO**

U.M.: **kg/cm²**
 Scala: **1:10**
 Pagina: **1**
 Elaborato:

Data esec.: **13/11/2013**
 Falda: **Non rilevata**



Torbe / Argille org. : 4 punti, 44,44%

Argille e/o Limi : 3 punti, 33,33%

PROVA PENETROMETRICA DINAMICA

SUDDIVISIONE GEOTECNICA

DIN
1

 Committente: **Polistrade Costruzioni Generali S.p.A.**

 Cantiere: **Indagini geognostiche**

 Località: **Villa Santa Cristina - Prato - PO**

 U.M.: **kg/cm²**

 Data esec.: **13/11/2013**

 Pagina: **1**

Elaborato:

 Falda: **Non rilevata**

PARAMETRI GENERALI

n°	profondità m	statistica	VCA colpi	β -	Nspt colpi	rp kg/cm ²	qc kg/cm ²	Vs m/sec	G kg/cm ²	Q kg/cm ²	natura	descrizione
1	1,60 : 2,40	Media	13	1,52	20	122,2	75,3	143	132	6,11	Coes./Gran.	
2	2,40 : 3,20	Media	21	1,52	32	183,7	120,2	181	192	9,18	Coes./Gran.	
3	3,20 : 4,20	Media	9	1,52	13	71,6	46,6	150	93	3,58	Coes./Gran.	
4	4,20 : 5,60	Media	4	1,52	7	33,0	21,8	142	57	1,65	Coes./Gran.	
5	5,60 : 6,60	Media	17	1,52	25	118,4	75,6	184	158	5,92	Coes./Gran.	
6	6,60 : 7,00	Media	37	1,52	55	249,1	166,1	236	296	12,46	Coes./Gran.	

NATURA COESIVA

NATURA GRANULARE

n°	profondità m	Nspt colpi	Cu kg/cm ²	Ysat t/m ³	W %	e -	Mo kg/cm ²	Dr %	ϕ °	E' kg/cm ²	Ysat t/m ³	Yd t/m ³	Mo kg/cm ²	Liq. -
1	1,60 : 2,40	20	1,25	2,02	24,71	0,67	69	50	33	345	1,99	1,59	292	---
2	2,40 : 3,20	32	2,00	2,10	20,20	0,55	94	67	37	438	2,06	1,71	394	---
3	3,20 : 4,20	13	0,81	1,93	30,31	0,82	55	40	31	291	1,95	1,53	218	---
4	4,20 : 5,60	7	0,44	1,86	36,00	0,97	39	25	29	245	1,90	1,45	150	---
5	5,60 : 6,60	25	1,56	2,08	21,25	0,57	79	58	35	384	2,02	1,64	335	---
6	6,60 : 7,00	55	3,44	2,10	20,20	0,55	140	87	42	615	2,16	1,87	591	---

PROVA PENETROMETRICA DINAMICA

SUDDIVISIONE GEOTECNICA

DIN
2

 Committente: **Polistrade Costruzioni Generali S.p.A.**

 Cantiere: **Indagini geognostiche**

 Località: **Villa Santa Cristina - Prato - PO**

 U.M.: **kg/cm²**

 Data esec.: **13/11/2013**

 Pagina: **1**

Elaborato:

 Falda: **Non rilevata**

PARAMETRI GENERALI

n°	profondità m	statistica	VCA colpi	β -	Nspt colpi	rpd kg/cm ²	qc kg/cm ²	Vs m/sec	G kg/cm ²	Q kg/cm ²	natura	descrizione
1	0,00 : 0,80	Media	2	1,52	2	8,5	10,1	70	21	0,43	Coes./Gran.	
2	0,80 : 2,00	Media	5	1,52	8	27,6	32,1	114	63	1,38	Coes./Gran.	
3	2,00 : 4,60	Media	11	1,52	17	60,8	61,7	153	116	3,04	Coes./Gran.	
4	4,60 : 5,00	Media	40	1,52	61	213,8	203,9	224	322	10,69	Coes./Gran.	

NATURA COESIVA

NATURA GRANULARE

n°	profondità m	Nspt colpi	Cu kg/cm ²	Ysat t/m ³	W %	e -	Mo kg/cm ²	Dr %	ϕ °	E' kg/cm ²	Ysat t/m ³	Yd t/m ³	Mo kg/cm ²	Liq. -
1	0,00 : 0,80	2	0,13	1,75	46,91	1,27	25	8	27	207	1,85	1,36	93	---
2	0,80 : 2,00	8	0,50	1,87	34,98	0,94	41	28	29	253	1,91	1,46	161	---
3	2,00 : 4,60	17	1,06	1,98	26,99	0,73	63	46	32	322	1,97	1,56	264	---
4	4,60 : 5,00	61	3,81	2,10	20,20	0,55	152	89	43	662	2,17	1,89	642	---

PROVA PENETROMETRICA DINAMICA SUDDIVISIONE GEOTECNICA

DIN
3

 Committente: **Polistrade Costruzioni Generali S.p.A.**

 Cantiere: **Indagini geognostiche**

 Località: **Villa Santa Cristina - Prato - PO**

 U.M.: **kg/cm²**

 Data esec.: **13/11/2013**

 Pagina: **1**

Elaborato:

 Falda: **Non rilevata**

PARAMETRI GENERALI

n°	profondità m	statistica	VCA colpi	β -	Nspt colpi	rp kg/cm ²	qc kg/cm ²	Vs m/sec	G kg/cm ²	Q kg/cm ²	natura	descrizione
1	0,00 : 1,40	Media	3	1,52	5	19,1	22,0	92	43	0,95	Coes./Gran.	
2	1,40 : 3,40	Media	9	1,52	13	46,5	50,4	138	93	2,32	Coes./Gran.	
3	3,40 : 4,20	Media	14	1,52	21	74,8	75,9	163	137	3,74	Coes./Gran.	
4	4,20 : 5,20	Media	32	1,52	49	171,0	163,1	215	270	8,55	Coes./Gran.	

NATURA COESIVA

NATURA GRANULARE

n°	profondità m	Nspt colpi	Cu kg/cm ²	Ysat t/m ³	W %	e -	Mo kg/cm ²	Dr %	ϕ °	E' kg/cm ²	Ysat t/m ³	Yd t/m ³	Mo kg/cm ²	Liq. -
1	0,00 : 1,40	5	0,31	1,83	39,28	1,06	33	18	28	230	1,88	1,41	127	---
2	1,40 : 3,40	13	0,81	1,93	30,31	0,82	55	40	31	291	1,95	1,53	218	---
3	3,40 : 4,20	21	1,31	2,03	23,98	0,65	71	52	33	353	2,00	1,60	301	---
4	4,20 : 5,20	49	3,06	2,10	20,20	0,55	128	84	41	569	2,15	1,84	539	---

PROVA PENETROMETRICA DINAMICA SUDDIVISIONE GEOTECNICA

DIN
4

 Committente: **Polistrade Costruzioni Generali S.p.A.**

 Cantiere: **Indagini geognostiche**

 Località: **Villa Santa Cristina - Prato - PO**

 U.M.: **kg/cm²**

 Data esec.: **13/11/2013**

 Pagina: **1**

Elaborato:

 Falda: **Non rilevata**

PARAMETRI GENERALI

n°	profondità m	statistica	VCA colpi	β -	Nspt colpi	rp kg/cm ²	qc kg/cm ²	Vs m/sec	G kg/cm ²	Q kg/cm ²	natura	descrizione
1	0,00 : 1,00	Media	8	1,52	12	51,5	52,3	100	88	2,58	Coes./Gran.	
2	1,00 : 2,80	Media	18	1,52	28	110,4	113,9	164	173	5,52	Coes./Gran.	
3	2,80 : 3,00	Media	50	1,52	76	301,2	289,5	211	384	15,06	Coes./Gran.	

NATURA COESIVA

NATURA GRANULARE

n°	profondità m	Nspt colpi	Cu kg/cm ²	Ysat t/m ³	W %	e -	Mo kg/cm ²	Dr %	ϕ °	E' kg/cm ²	Ysat t/m ³	Yd t/m ³	Mo kg/cm ²	Liq. -
1	0,00 : 1,00	12	0,75	1,92	31,20	0,84	52	38	31	284	1,94	1,52	207	---
2	1,00 : 2,80	28	1,75	2,10	20,20	0,55	85	62	35	407	2,04	1,67	360	---
3	2,80 : 3,00	76	4,75	2,10	20,20	0,55	183	95	44	777	2,21	1,94	770	---

PROVA PENETROMETRICA DINAMICA SUDDIVISIONE GEOTECNICA

DIN
5

 Committente: **Polistrade Costruzioni Generali S.p.A.**

 Cantiere: **Indagini geognostiche**

 Località: **Villa Santa Cristina - Prato - PO**

 U.M.: **kg/cm²**

 Data esec.: **13/11/2013**

 Pagina: **1**

Elaborato:

 Falda: **Non rilevata**

PARAMETRI GENERALI

n°	profondità m	statistica	VCA colpi	β -	Nspt colpi	rp kg/cm ²	qc kg/cm ²	Vs m/sec	G kg/cm ²	Q kg/cm ²	natura	descrizione
1	0,00 : 1,60	Media	5	1,52	8	36,1	33,5	102	63	1,81	Coes./Gran.	
2	1,60 : 2,80	Media	7	1,52	10	42,3	37,6	129	76	2,11	Coes./Gran.	
3	2,80 : 4,60	Media	4	1,52	6	24,6	22,9	131	50	1,23	Coes./Gran.	
4	4,60 : 5,20	Media	17	1,52	25	90,6	84,9	177	158	4,53	Coes./Gran.	
5	5,20 : 5,60	Media	34	1,52	52	181,7	163,5	223	283	9,09	Coes./Gran.	

NATURA COESIVA

NATURA GRANULARE

n°	profondità m	Nspt colpi	Cu kg/cm ²	Ysat t/m ³	W %	e -	Mo kg/cm ²	Dr %	ϕ °	E' kg/cm ²	Ysat t/m ³	Yd t/m ³	Mo kg/cm ²	Liq. -
1	0,00 : 1,60	8	0,50	1,87	34,98	0,94	41	28	29	253	1,91	1,46	161	---
2	1,60 : 2,80	10	0,63	1,90	33,04	0,89	47	35	30	268	1,93	1,50	184	---
3	2,80 : 4,60	6	0,38	1,85	37,04	1,00	36	22	28	238	1,89	1,43	139	---
4	4,60 : 5,20	25	1,56	2,08	21,25	0,57	79	58	35	384	2,02	1,64	335	---
5	5,20 : 5,60	52	3,25	2,10	20,20	0,55	134	86	41	592	2,16	1,86	565	---

PROVE PENETROMETRICHE MECCANICHE / ELETTRICHE
SCHEMA PENETROMETRO

Committente: **Polistrade Costruzioni Generali S.p.A.**

Cantiere: **Indagini geognostiche**

Località: **Villa Santa Cristina - Prato - PO**

TG63-200

Pagani - Piacenza

Sigla	TG63-200	Nominativo o sigla dello strumento
Beta eff.	1,12	Coefficiente Effettivo suggerito dal costruttore del penetrometro
M(massa)	63 kg	Massa del Maglio Battente agente sulla batteria di aste
H(maglio)	0,75 m	Altezza di caduta o corsa del maglio (toll. da 0.01m a 0.02m)
L(aste)	1,00 m	Lunghezza delle aste utilizzabili, variabile da 1.00m a 2.00m (toll. da 0.1% a 0.2%)
M(aste)	6,00 kg	Peso al metro lineare delle aste (N.B. indipendente dalla lunghezza delle aste)
M(sistema)		Massa del complesso asta di guida - testa di battuta
A(punta)	20,00 cm²	Area della superficie laterale del cono della punta
Alfa(punta)	90 °	Angolo di apertura della punta conica variabile tra 60° e 90°
Prf.(1°asta)	0,80 m	Profondità di giunzione della prima asta infissa
N	0,20 m	Penetrazione standard, tratto di penetrazione per quale sono necessari Nx colpi
Rivest.	Sì	Previsto uso di rivestimento delle aste o uso di fanghi
ø(punta)		Diametro della punta conica integra, cioè non soggetta ad usura (toll. da 0.3 a 0.5mm)
MaxCE%		Massima compressione elastica consentita rispetto alla penetrazione
L/DM		Rapporto tra la lunghezza e il diametro del maglio di battuta
D(tb)		Diametro della testa di battuta.
DEV(a)[<5m]		Deviazione massima delle aste dalla verticale nei primi 5.00 metri
DEV(a)[>5m]		Deviazione massima delle aste dalla verticale oltre i 5.00 metri
ECCmax(a)		Massima eccentricità consentita alle aste
Dest(aste)		Diametro esterno delle aste (toll. max 0.2mm)
Dint(aste)		Diametro interno delle aste cave (toll. da 0.2mm a 0.3mm)
Dmin(punta)		Minimo diametro consentito per la punta conica usurata
hcl(punta)		Altezza del cilindro alla base del cono della punta (toll. da 1.00mm a 2.00mm)
Ras(punta)		Rastremazione del cono nella parte alta
Hc(punta)		Altezza della parte conica della punta non soggetta ad usura (toll. da 0.1mm a 0.4mm)
RangeCP		Massimo numero di colpi utile
Spinta		Spinta nominale strumento

LEGENDA VALORI DI RESISTENZA FATTORI DI CONVERSIONE

Strumento utilizzato:

TG63-200 - Pagani - Piacenza

Caratteristiche:

- punta conica meccanica \varnothing 35.7 mm, area punta $A_p = 10 \text{ cm}^2$
- punta conica meccanica angolo di apertura: $\alpha = 60^\circ$
- manicotto laterale di attrito tipo 'Begemann' ($\varnothing = 35.7 \text{ mm} - h = 133 \text{ mm} - A_m = 150 \text{ cm}^2$)
- velocità di avanzamento costante $V = 2 \text{ cm/sec}$ ($\pm 0,5 \text{ cm / sec}$)
- spinta max nominale dello strumento S_{max} variabile a seconda del tipo
- costante di trasformazione $CT = \text{SPINTA (Kg)} / \text{LETTURA DI CAMPAGNA}$
(dato tecnico legato alle caratteristiche del penetrometro utilizzato, fornito dal costruttore)

fase 1 - resistenza alla punta: $q_c \text{ (kg/cm}^2 \text{)} = (L_1) \times CT / 10$

fase 2 - resistenza laterale locale: $f_s \text{ (kg/cm}^2 \text{)} = [(L_2) - (L_1)] \times CT / 150$

fase 3 - resistenza totale : $R_t \text{ (kg/cm}^2 \text{)} = (L_t) \times CT$

- Prima lettura = lettura di campagna durante l' infissione della sola punta (fase 1)
- Seconda lettura = lettura di campagna relativa all'infissione di punta e manicotto (fase 2)
- Terza lettura = lettura di campagna relativa all'infissione delle aste esterne (fase 3)

N.B. : la spinta S (Kg) , corrispondente a ciascuna fase , si ottiene moltiplicando la corrispondente lettura di campagna L per la costante di trasformazione CT .

N.B. : causa la distanza intercorrente (20 cm circa) fra il centro del manicotto laterale e la punta conica del penetrometro , la resistenza laterale locale f_s viene computata 20 cm sopra la punta .

CONVERSIONI

1 kN (kiloNewton) = 1000 N \approx 100 kg = 0,1 t

1 MN (megaNewton) = 1.000 kN = 1.000.000 N \approx 100 t

1 kPa (kiloPascal) = 1 kN/m² = 0,001 MN/m² = 0,001 MPa \approx 0,1 t/m² = 0,01 kg/cm²

1 MPa (megaPascal) = 1 MN/m² = 1.000 kN/m² = 1000 kPa \approx 100 t/m² = 10 kg/cm²

1 kg/cm² = 10 t/m² \approx 100 kN/m² = 100 kPa = 0,1 MN/m² = 0,1 MPa

1 t = 1000 kg \approx 10 kN

LEGENDA VALUTAZIONI LITOLOGICHE CORRELAZIONI GENERALI

Valutazioni in base al rapporto: $F = (q_c / f_s)$

Begemann 1965 - Raccomandazioni A.G.I. 1977

Valide in via approssimata per terreni immersi in falda :

$F = q_c / f_s$	NATURA LITOLOGICA	PROPRIETA'
$F \leq 15 \text{ kg/cm}^2$	TORBE ED ARGILLE ORGANICHE	COESIVE
$15 \text{ kg/cm}^2 < F \leq 30 \text{ kg/cm}^2$	LIMI ED ARGILLE	COESIVE
$30 \text{ kg/cm}^2 < F \leq 60 \text{ kg/cm}^2$	LIMI SABBIOSI E SABBIE LIMOSE	GRANULARI
$F > 60 \text{ kg/cm}^2$	SABBIE E SABBIE CON GHIAIA	GRANULARI

**Vengono inoltre riportate le valutazioni stratigrafiche fornite da Schmertmann (1978),
ricavabili in base ai valori di q_c e di $FR = (f_s / q_c) \%$:**

- AO = argilla organica e terreni misti
- Att = argilla (inorganica) molto tenera
- At = argilla (inorganica) tenera
- Am = argilla (inorganica) di media consistenza
- Ac = argilla (inorganica) consistente
- Acc = argilla (inorganica) molto consistente
- ASL = argilla sabbiosa e limosa
- SAL = sabbia e limo / sabbia e limo argilloso
- Ss = sabbia sciolta
- Sm = sabbia mediamente addensata
- Sd = sabbia densa o cementata
- SC = sabbia con molti fossili, calcareniti

Secondo Schmertmann il valore della resistenza laterale da usarsi, dovrebbe essere pari a:

- $1/3 \pm 1/2$ di quello misurato , per depositi sabbiosi
- quello misurato (inalterato) , per depositi coesivi.

PROVE PENETROMETRICHE MECCANICHE / ELETTRICHE
SCHEMA PENETROMETRO

Committente: **Polistrade Costruzioni Generali S.p.A.**
 Cantiere: **Indagini geognostiche**
 Località: **Villa Santa Cristina - Prato - PO**

DPSH (S. Heavy)

DPSH (S. Heavy)

Sigla	DPSH (S. Heavy)	Denominativo o sigla dello strumento
Beta eff.	1,80	Coefficiente Effettivo suggerito dal costruttore del penetrometro
M(massa)	64 kg	Massa del Maglio Battente agente sulla batteria di aste
H(maglio)	0,75 m	Altezza di caduta o corsa del maglio (toll. da 0.01m a 0.02m)
L(aste)	1,00 m	Lunghezza delle aste utilizzabili, variabile da 1.00m a 2.00m (toll. da 0.1% a 0.2%)
M(aste)	8,00 kg	Peso al metro lineare delle aste (N.B. indipendente dalla lunghezza delle aste)
M(sistema)	30 kg	Massa del complesso asta di guida - testa di battuta
A(punta)	20,00 cm²	Area della superficie laterale del cono della punta
Alfa(punta)	90 °	Angolo di apertura della punta conica variabile tra 60° e 90°
Prf.(1°asta)	0,80 m	Profondità di giunzione della prima asta infissa
N	0,20 m	Penetrazione standard, tratto di penetrazione per quale sono necessari Nx colpi
Rivest.	Sì	Previsto uso di rivestimento delle aste o uso di fanghi
ø(punta)	50,50 mm	Diametro della punta conica integra, cioè non soggetta ad usura (toll. da 0.3 a 0.5mm)
MaxCE%	50,00 %	Massima compressione elastica consentita rispetto alla penetrazione
L/DM	2,00	Rapporto tra la lunghezza e il diametro del maglio di battuta
D(tb)	100,00 mm	Diametro della testa di battuta.
DEV(a)[<5m]	2,00 °	Deviazione massima delle aste dalla verticale nei primi 5.00 metri
DEV(a)[>5m]	1,00 °	Deviazione massima delle aste dalla verticale oltre i 5.00 metri
ECCmax(a)	0,02 mm	Massima eccentricità consentita alle aste
Dest(aste)	32,00 mm	Diametro esterno delle aste (toll. max 0.2mm)
Dint(aste)		Diametro interno delle aste cave (toll. da 0.2mm a 0.3mm)
Dmin(punta)	49,00 mm	Minimo diametro consentito per la punta conica usurata
hcl(punta)	50,50 mm	Altezza del cilindro alla base del cono della punta (toll. da 1.00mm a 2.00mm)
Ras(punta)	11,00 mm	Rastremazione del cono nella parte alta
Hc(punta)		Altezza della parte conica della punta non soggetta ad usura (toll. da 0.1mm a 0.4mm)
RangeCP	5 - 100	Massimo numero di colpi utile
Spinta	t	Spinta nominale strumento

Lo sperimentatore:

Il direttore laboratorio: **Dr. Giuliano Moretti**

LEGENDA SPECIFICHE TECNICHE PROVA PENETROMETRICA DINAMICA

DIVERSE TIPOLOGIE DI PENETROMETRI DINAMICI

La prova penetrometrica dinamica consiste nell'infingere nel terreno una punta conica (per tratti consecutivi δ), misurando il numero di colpi N necessari.

Elementi caratteristici del penetrometro dinamico sono i seguenti :

- peso massa battente M
- altezza libera caduta H
- punta conica : diametro base cono D , area base A (angolo di apertura α)
- avanzamento (penetrazione δ)
- presenza o meno del rivestimento esterno (fanghi bentonitici) .

Con riferimento alla classificazione ISSMFE (1988) dei diversi tipi di penetrometri dinamici (vedi tabella più sotto riportata) si rileva una prima suddivisione in quattro classi (in base al peso M della massa battente) :

DIVERSE TIPOLOGIE DI PENETROMETRI DINAMICI Classificazione ISSMFE dei penetrometri dinamici

Tipo	Sigla di riferimento	massa battente	prof.max indagine
Leggero	DPL (Light)	$M \div 10$	8 m
Medio	DPM (Medium)	$10 < M < 40$	20-25 m
Pesante	DPH (Heavy)	$40 < M < 60$	25 m
Super pesante	DPSH (Super Heavy)	$M > 60$	> 25 m

Per la visione delle caratteristiche tecniche dei penetrometri, si rimanda alla sezione EDITOR PENETROMETRI.

I PENETROMETRI dinamici in uso in Italia risultano essere i seguenti (non rientranti però nello Standard ISSMFE) :

- DINAMICO LEGGERO ITALIANO (DL-30) (MEDIO secondo la classifica ISSMFE)

massa battente M = 30 kg, altezza di caduta H = 0.20 m, avanzamento δ = 10 cm, punta conica (α = 60-90°), diametro D = 35.7 mm, area base cono A = 10 cm² rivestimento / fango bentonitico : talora previsto

- DINAMICO LEGGERO ITALIANO (DL-20) (MEDIO secondo la classifica ISSMFE)

massa battente M = 20 kg, altezza di caduta H = 0.20 m, avanzamento δ = 10 cm, punta conica (α = 60-90°), diametro D = 35.7 mm, area base cono A = 10 cm² rivestimento / fango bentonitico : talora previsto

- DINAMICO PESANTE ITALIANO (SCPT) (SUPERPESANTE secondo la classifica ISSMFE)

massa battente M = 73 kg, altezza di caduta H = 0.75 m, avanzamento δ = 30 cm, punta conica (α = 60°), diametro D = 50.8 mm, area base cono A = 20.27 cm² rivestimento : previsto secondo precise indicazioni

- DINAMICO SUPERPESANTE (Tipo EMILIA)

massa battente M = 63.5 kg, altezza caduta H = 0.75 m, avanzamento δ = 20-30 cm, punta conica (α = 60°), diametro D = 50.5 mm , area base cono A = 20 cm², rivestimento / fango bentonitico : talora previsto .

LEGENDA PARAMETRI GEOTECNICI SPECIFICHE TECNICHE

VALUTAZIONI STATISTICHE - CORRELAZIONI N / N_{spt}

Il sottosuolo indagato viene suddiviso in strati .

Previa definizione della profondità di ciascuno strato , il programma effettua (con riferimento al numero di colpi N) una serie di elaborazioni statistiche dei dati in memoria, valutando :

valore minimo m , massimo Max , media M, scarto quadratico medio s, valore medio/minimo $(M+m)^{1/2}$
media-scarto quadratico medio (M-s)

Ciò considerato , si potrà adottare il valore caratteristico VCA per N più adatto , a seconda delle esigenze, impostando uno dei valori elaborati sopracitati o un valore a scelta.

Successivamente , con riferimento al valore caratteristico assunto per il numero di colpi N , si potrà avviare un tentativo di correlazione con il numero di colpi N_{spt} della prova SPT : $N_{spt} = \beta N$ [ove per il coefficiente β si potrà introdurre un valore sperimentale a piacere (vedi note illustrative), ovvero il coefficiente teorico di energia βt fornito dal programma] .

VALUTAZIONE RESISTENZA DINAMICA E COEFFICIENTE DI ENERGIA

La resistenza alla punta dinamica Rpd viene comunemente valutata in base alla formula Olandese :

$$Rpd = (M^2 H) / [A e (M + P)] \text{ ove :}$$

N = n. colpi per avanzamento δ Rpd = resist.dinam.punta [area A] M = massa battente [altezza caduta H]

e = avanzamento per colpo = δ/N P = peso tot. sistema battente e aste ,

ovvero in base alla formula semplificata :

$$Rpd' = (M H) / (A e) = (M H) N / (A \delta) = Q N ,$$

ove : $Q = (M H) / (A \delta) =$ energia specifica teorica per colpo .

Ciò considerato, volendo riferire la prova in esame (N,Q) alla prova SPT (N_{spt},Q_{spt}),

dall'uguaglianza dei valori di resistenza dinamica relativi alle due prove, si ricava teoricamente :

$$Rpd' = Q N = Q_{spt} N_{spt} \Rightarrow N_{spt} = N [Q/Q_{spt}] = \beta t N ,$$

ove il rapporto $\beta t = Q/Q_{spt}$ viene definito coefficiente teorico di energia della prova in esame ,

relativamente alla prova SPT (Q_{spt} = 7.83 kg/cm² = 0.768 MPa) per M = 63.5 kg, H = 0.75 m, D = 50.8 mm, A = 20.27 cm², d = 0.30 m) .

Le scelte litologiche vengono effettuate in base al valore del numero dei colpi SPT equivalente prevedendo altresì la possibilità di casi dubbi :

N_{spt} -> Dr DENSITA' RELATIVA (Terreni granulari) - TERZAGHI & PECK (1948-1967)

N_{spt} -> σ' ANGOLO DI ATTRITO EFFICACE (Terreni granulari) - PECK-HANSON-THORBURN (1953-1974)

N_{spt} -> E' MODULO DI DEFORMAZIONE DRENATO (Terreni granulari) - D'APPOLONIA e altri (1970)

N_{spt} -> Cu COESIONE NON DRENATA (Terreni coesivi) - TERZAGHI & PECK (1948-1967)

N_{spt} -> Y PESO DI VOLUME

TERRENI GRANULARI (Terzaghi-Peck 1948/1967) [e.max = 1 e.min = 1/3 G = 2.65]

TERRENI COESIVI (Bowles 1982, Terzaghi-Peck 1948/1967) [p.specifico G = 2.70]

Rpd -> Qd CAPACITA' PORTANTE DINAMICA Herminier, Tchong & Lebegue(1965)

F.L. = accelerazione al suolo che può causare liquefazione (terreni granulari)

(g = accelerazione gravità)(Seed & Idriss 1971 - Sirio 1976) [correlazioni : (Amax/g)]

Vs = velocità di propagazione delle onde sismiche (Iyisan 1996)



Sede Legale : Via Ser Gorello, 11/a - 52100 AREZZO - Cod. fiscale e Part. IVA: 01358250510

Uffici e Deposito : Via A. Grandi, 51 - 52100 AREZZO - tel: 0575 - 1824444 - fax e tel: 0575 - 323501

E-mail: info@geognostica.it - tecna@geognostica.it - Skype : tecna.ufficio - tecna.porta

Committente				Località				Certificato n° / data				
Studio di Geologia Dr. Franco Ceccarini				Prato - Complesso Villa Santa Cristina				509 del 13/12/2013				
Cantiere				Sondaggio n.		Inizio / Fine Esecuzione		Commessa n. / data				
Caratterizzazione del sottosuolo				1		12/11/13 ÷ 13/11/13		260 del 06/11/2013				
Responsabile di sito		Operatore		Tipo Carotaggio		Tipo Sonda		Diametro perforazione / Diametro rivestimento				
Dr. Luigi Farini		Sig. Gian Paolo Sereni		Continuo		Beretta T 41		101 / 127 - mm				
Scala (m)	Litologia	Descrizione	Quota	S.P.T. (n° Colpi)	Pocket Test kg/cmq	Vane Test kg/cmq	Campioni	Metodo Perforazione	Metodo Stabilizzaz.	Cass. Catalog.	Falda	Piezometro
												P- (1)
1		Terreni di riporto di natura argillosa con minuti clasti ed elementi di laterizi	1.20		1.45	0.82						
2		Terreno detritico di colore marrone ocra-verdastro, argilloso e plastico	2.90		1.75	0.7	2.00 S					
3		Terreno detritico argilloso compatto	3.35		1.1	0.37	2.50					
4		Argilliti fortemente alterate inglobanti marne e livelli calcarenitici grigio scuri	4.35		1.1	0.34						
5		Argilliti e marne grigio verdastre con livelli più deboli ed alterati tra 4,8 e 5,0 m da p.c.	5.70		3.8	1.4			(RM)	1		
6					4.4	2						
7		Argilliti scagliose friabili asciutte di colore grigio scuro con livelli lapidei (in un livello più alterato è stata eseguita la prova spt)			4.5	2						
8												
9												
10												
11												
12				25-45-31								
13				12.00 PC								
14												
15			15.00					(CS)		3		
16								15.00				
17												
18												
19												
20												

Campioni: S-Pareti Sottili, O-Osterberg, M-Mazier, R-Rimaneggiato, Rs-Rimaneggiato da SPT

Piezometro: ATA-Tubo Aperto, CSG-Casagrande

Perforazione:CS-Carotiere Semplice, CD-Carotiere Doppio, EC-Elica Continua

Stabilizzazione:RM-Rivestimento Metallico, FB-Fanghi Betonitici

Prove SPT:PA-Punta Aperta, PC-Punta Chiusa

Carotaggio:Continuo

Sonda:Beretta T 41



Laboratorio SIGMA s.r.l. - Prove ed indagini geotecniche dal 1973

Autorizzazione Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti (Circ. 7618 - Sett. A)

D. M. n° 6064 del 17.07.2013 • Riconoscimento RINA - Associato A.L.I.G.

Sistema Gestione Qualità
Certificato RINA
ISO 9001:2008

Rapporto di prova n. 00683 del 26/11/2013

V.A. 296/2405 del 13/11/2013

COMMITTENTE: POLISTRAD E COSTRUZIONI GENERALI SPA
INDIRIZZO: via di Pantano, 11 – Capalle – Campi Bisenzio (FI)
CANTIERE: Santa Cristina – Prato.
ESPERIENZE EFFETTUATE: Prove su terra
Il presente rapporto di prova è costituito da una pagina.

RELAZIONE

Il giorno 13/11/2013 sono stati consegnati al Laboratorio 2 campioni contrassegnati nel modo seguente:

- Campione S1C1: campione 1 prelevato dal sondaggio 1 a profondità compresa tra 1.3m e 1.6m dal piano campagna.
Campione S1SH1: campione SH1 prelevato dal sondaggio 1 a profondità compresa tra 2.0m e 2.5m dal piano campagna.

Sui campioni sono state eseguite le seguenti esperienze:

1. Determinazione del peso di volume (UNI CEN ISO/TS 17892-2).
2. Determinazione del contenuto d'acqua (UNI CEN ISO/TS 17892-1).
3. Analisi granulometrica per via umida e per sedimentazione (Raccomandazioni AGI 1994) sul campione S1SH1.
4. Determinazione dei limiti di Atterberg liquido e plastico (UNI CEN ISO/TS 17892-12).
5. Prova di taglio diretto CD (UNI CEN ISO/TS 17892-10).
6. Prova di compressione ELL (UNI CEN ISO/TS 17892-7) sul campione S1SH1.

I risultati delle prove sono stati riportati nei certificati indicati con i numeri dal 1794/G al 1801/G.

La classe dei campioni è stata attribuita in accordo alla tabella 3.1 della norma EN 1997-2:2007.

La prova di taglio CD permette di ottenere quanto di seguito riportato:

Campione S1C1

Angolo di attrito $\phi' = 30.2^\circ$
Coesione drenata $c' = 13\text{kPa}$

Campione S1SH1

Angolo di attrito $\phi' = 21.6^\circ$
Coesione drenata $c' = 17\text{kPa}$

Lo Sperimentatore
Geol. Gianni Gambetta Vianna

Il Direttore del Laboratorio
Ing. Andrea Manuelli



Laboratorio SIGMA s.r.l. - Prove ed indagini geotecniche dal 1973

Autorizzazione Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti (Circ. 7618 - Sett. A)

D. M. n° 6064 del 17.07.2013 • Riconoscimento RINA - Associato A.L.I.G.

Sistema Gestione Qualità
Certificato RINA
ISO 9001:2008

N. di certificato: 1794/G del 26/11/13

COMMITTENTE: POLISTRADIE COSTRUZIONI GENERALI SPA

IMPRESA: - -

CANTIERE: Santa Cristina - Prato.

Verbale di accettazione: 296/2405

SOND.: 1 CAMP.: 1

PROFONDITA', m: 1.3-1.6

CARATTERISTICHE FISICO-VOLUMETRICHE

CONTENUTO IN ACQUA % = 27.06

UNI CEN ISO/TS 17892-1

PESO DI VOLUME kN/m³ = 19.41

UNI CEN ISO/TS 17892-2

PESO SPECIFICO DEI GRANULI, t/m³

UNI CEN ISO/TS 17892-3

VALORI DERIVATI

DENSITA' SECCA kN/m³ = 15.27

INDICE DEI VUOTI

POROSITA'

GRADO DI SATURAZIONE %

NOTA:

LABORATORIO SIGMA S.R.L. :

Pagina: 1/1

Lo Sperimentatore
Geol. G. Gambetta Vianna

Data esecuzione prove: 13/11/13-14/11/13

Il Direttore del laboratorio
Ing. A. Manetti



Laboratorio SIGMA s.r.l. - Prove ed indagini geotecniche dal 1973

Autorizzazione Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti (Circ. 7618 - Sett. A)

D. M. n° 6064 del 17.07.2013 • Riconoscimento RINA - Associato A.L.I.G.

Sistema Gestione Qualità
Certificato RINA
ISO 9001:2008

N. di certificato: 1795/G del 26/11/13

COMMITTENTE: POLISTRAD E COSTRUZIONI GENERALI SPA

IMPRESA: - -

CANTIERE: Santa Cristina - Prato.

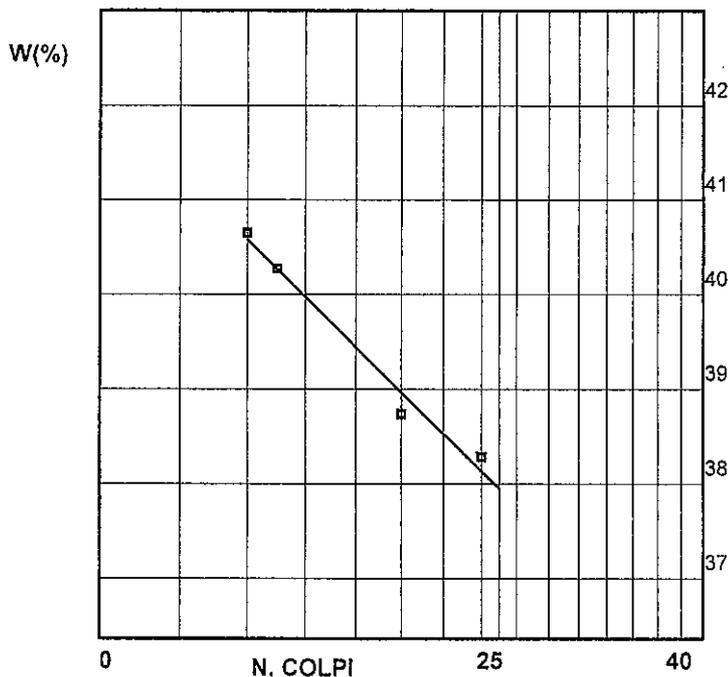
Verbale di accettazione: 296/2405

SOND.: 1 CAMP.: 1

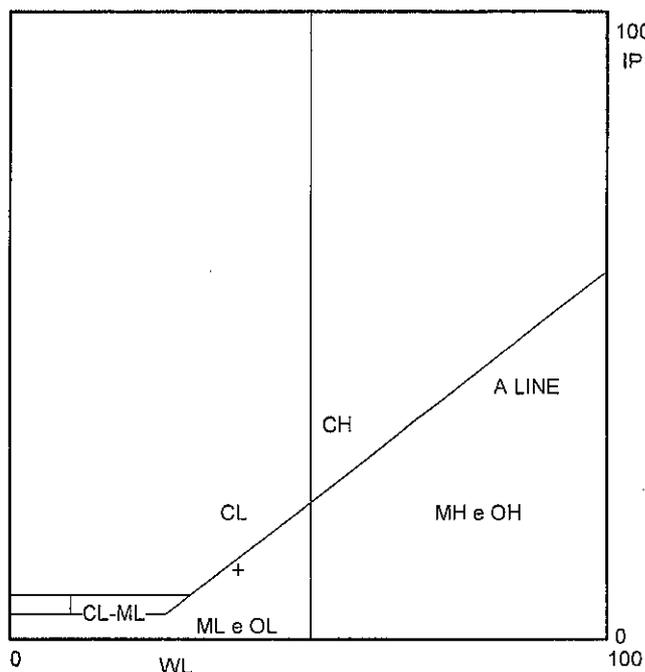
PROFONDITA', m: 1.3-1.6

PROVE DI CLASSIFICAZIONE

LIMITE LIQUIDO



CARTA DI PLASTICITA'



CONTENUTO IN ACQUA %= 27.06

UNI CEN ISO/TS 17892-1

LIMITE LIQUIDO %= 38

UNI CEN ISO/TS 17892-12

LIMITE PLASTICO %= 27

UNI CEN ISO/TS 17892-12

INDICE PLASTICO %= 11

INDICE DI CONSISTENZA= 0.99

INDICE DI GRUPPO= -

PESO DI VOLUME $kN/m^3 = 19.41$

UNI CEN ISO/TS 17892-2

ARGILLA %= -

ATTIVITA' = -

CLASSIFICAZIONE CNR-UNI 10006 :

CLASSIFICAZIONE USCS :

NOTA:

LABORATORIO SIGMA S.R.L. :

CARATTERISTICHE GRANULOMETRICHE

RACCOMANDAZIONI A.G.I. 1994

SETACCIO	APERTURA	PASSANTE
mesh	mm	%
10	2	-
40	0.420	-
200	0.074	-

LIMITE DI RITIRO %= -

UNI CEN ISO/TS 17892-12

CONTENUTO IN SOSTANZE ORGANICHE(%)= -

TIPO DI CAMPIONE: Q2

Pagina: 1/1

Lo sperimentatore
Geo. G. Gambetta Vianna

Data esecuzione prove: 22/11/13-26/11/13

Il Direttore del laboratorio
Ing. A. Manfellio



Laboratorio SIGMA s.r.l. - Prove ed indagini geotecniche dal 1973

Autorizzazione Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti (Circ. 7618 - Sett. A)

D. M. n° 6064 del 17.07.2013 • Riconoscimento RINA - Associato A.L.I.G.

Sistema Gestione Qualità
Certificato RINA
ISO 9001:2008

N. di certificato: 1801/G del 26/11/13

COMMITTENTE: POLISTRADIE COSTRUZIONI GENERALI SPA

IMPRESA: - -

CANTIERE: Santa Cristina - Prato.

Verbale di accettazione: 296/2405

SOND.: 1 CAMP.: 1

PROFONDITA', m: 1.3-1.6

PROVA DI TAGLIO DIRETTO C.D. UNI CEN ISO/TS 17892-10

Condizioni del campione: Q2

Caratteristiche iniziali del campione

lato, mm= 60.00

altezza, mm= 20.00

	1	2	3
contenuto in acqua, %	27.46	27.06	26.81
grado di saturazione, %	-	-	-
peso di volume, kN/m ³	19.74	19.47	19.10
densità secca, kN/m ³	15.49	15.32	15.06
Peso specifico dei grani, t/m ³	-	-	-
Indice dei vuoti, -	-	-	-

PRESSIONI VERTICALI

kPa

98.07
196.14
294.21

RESISTENZA AL TAGLIO

kPa

74.06
119.72
188.06

RESISTENZA RESIDUA

kPa

-
-
-

PARAMETRI A ROTTURA

RESISTENZA AL TAGLIO

kPa

74.06
119.72
188.06

DEF. ORIZZONTALE

mm

2.10
3.87
3.42

DEF. VERTICALE

mm/100

-21.40
-14.90
-36.70

Velocità di taglio= 0.0058 mm/minuto

NOTA:

LABORATORIO SIGMA S.R.L. :

Pagina: 1/2

Lo Sperimentatore
Geol. G. Gambetta Vianna

Data esecuzione prove: 13/11/13-15/11/13

Il Direttore del laboratorio
Ing. A. Mandelli

Via P. Gobetti, 8 - 50013 Capalle CAMPI BISENZIO - FIRENZE - Tel. 055/89.85.519 (r.a.) - Fax 055/89.85.520

www.laboratoriosigma.it - e-mail: lab.sigma@mclink.it - pec: sigma-srl@legalmail.it

C.C.I.A.A. Firenze N. 240940 - Reg. Soc. Trib. di Firenze N.21921 - C/C Postale N.19025501 - Cod. Fisc./Part. I.V.A. 00667530489



Laboratorio SIGMA s.r.l. - Prove ed indagini geotecniche dal 1973

Autorizzazione Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti (Circ. 7618 - Sett. A)

D. M. n° 6064 del 17.07.2013 • Riconoscimento RINA - Associato A.L.I.G.

Sistema Gestione Qualità
Certificato RINA
ISO 9001:2008

N. di certificato: 1801/G del 26/11/13

COMMITTENTE: POLISTRADIE COSTRUZIONI GENERALI SPA

IMPRESA: --

CANTIERE: Santa Cristina - Prato.

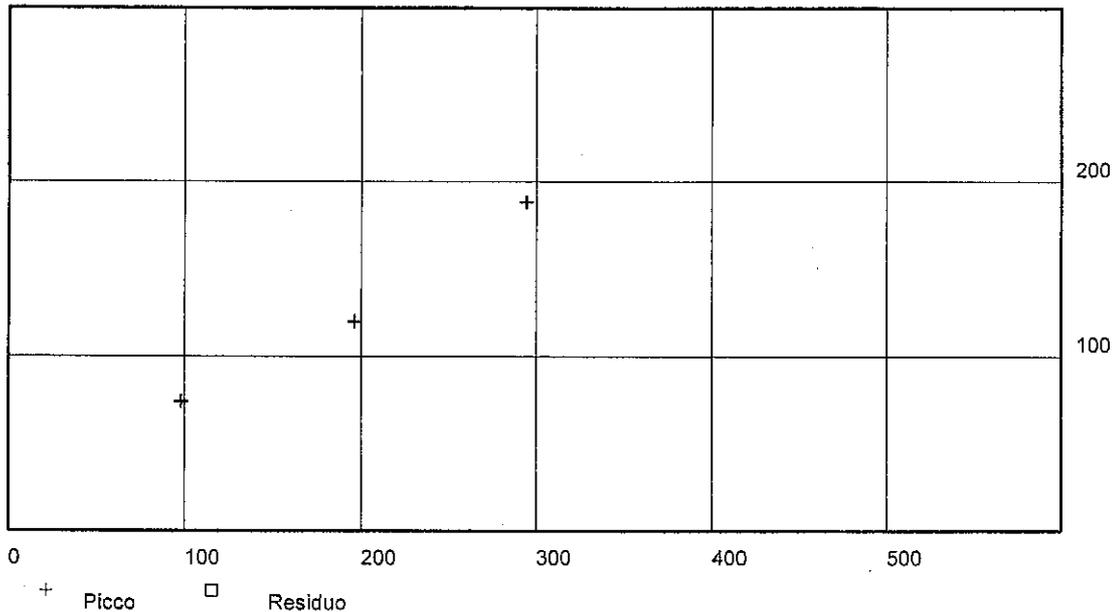
Verbale di accettazione: 296/2405

SOND.: 1 CAMP.: 1

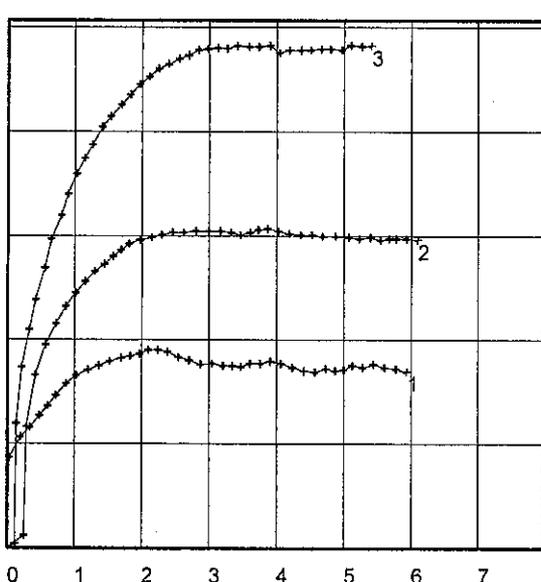
PROFONDITA', m: 1.3-1.6

PROVA DI TAGLIO DIRETTO C.D. UNI CEN ISO/TS 17892-10

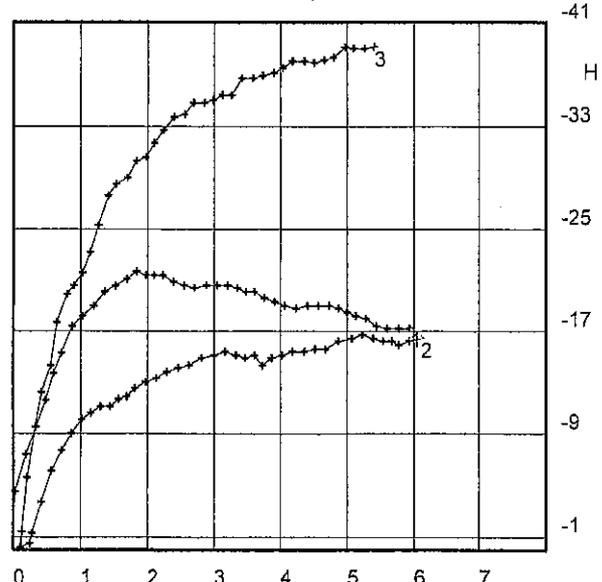
Sforzo di taglio, (kPa)-Pressione verticale (kPa)



SFORZO DI TAGLIO (kPa)



DEFORMAZIONI VERTICALI, mm/100



Deformazione orizzontale (mm)

NOTA:

LABORATORIO SIGMA S.R.L. :

Pagina: 2/2
Lo Sperimentatore
Geol. G. Gambetta Vianna

Data esecuzione prove: 13/11/13-15/11/13

Il Direttore del laboratorio
Ing. A. Manfelloni

Via P. Gobetti, 8 - 50013 Capalle CAMPI BISENZIO - FIRENZE - Tel. 055/89.85.519 (r.a.) - Fax 055/89.85.520
www.laboratoriosigma.it - e-mail: lab.sigma@mclink.it - pec: sigma-srl@legalmail.it

C.C.I.A.A. Firenze N. 240940 - Reg. Soc. Trib. di Firenze N.21921 - C/C Postale N.19025501 - Cod. Fisc./Part. I.V.A. 00667530489



Laboratorio SIGMA s.r.l. - Prove ed indagini geotecniche dal 1973

Autorizzazione Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti (Circ. 7618 - Sett. A)

D. M. n° 6064 del 17.07.2013 • Riconoscimento RINA - Associato A.L.I.G.

Sistema Gestione Qualità
Certificato RINA
ISO 9001:2008

N. di certificato: 1796/G del 26/11/13

COMMITTENTE: POLISTRAD E COSTRUZIONI GENERALI SPA

IMPRESA: - -

CANTIERE: Santa Cristina - Prato.

Verbale di accettazione: 296/2405

SOND.: 1 CAMP.: SH1

PROFONDITA', m: 2.0-2.5

CARATTERISTICHE FISICO-VOLUMETRICHE

CONTENUTO IN ACQUA % = 23.69

UNI CEN ISO/TS 17892-1

PESO DI VOLUME kN/m³ = 20.25

UNI CEN ISO/TS 17892-2

PESO SPECIFICO DEI GRANULI, t/m³

UNI CEN ISO/TS 17892-3

VALORI DERIVATI

DENSITA' SECCA kN/m³ = 16.37

INDICE DEI VUOTI

POROSITA'

GRADO DI SATURAZIONE %

NOTA:

LABORATORIO SIGMA S.R.L. :

Pagina: 1/1

Lo Sperimentatore
Geol. G. Gambetta Vianna

Data esecuzione prove: 13/11/13-14/11/13

Il Direttore del laboratorio
Ing. A. Manuelli

Via P. Gobetti, 8 - 50013 Capalle CAMPI BISENZIO - FIRENZE - Tel. 055/89.85.519 (r.a.) - Fax 055/89.85.520

www.laboratoriosigma.it - e-mail: lab.sigma@mlink.it - pec: sigma-srl@legalmail.it

C.C.I.A.A. Firenze N. 240940 - Reg. Soc. Trib. di Firenze N.21921 - C/C Postale N.19025501 - Cod. Fisc./Part. I.V.A. 00667530489



Laboratorio SIGMA s.r.l. - Prove ed indagini geotecniche dal 1973

Autorizzazione Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti (Circ. 7618 - Sett. A)

D. M. n° 6064 del 17.07.2013 • Riconoscimento RINA - Associato A.L.I.G.

Sistema Gestione Qualità
Certificato RINA
ISO 9001:2008

N. di certificato: 1797/G del 26/11/13

COMMITTENTE: POLISTRAD E COSTRUZIONI GENERALI SPA

IMPRESA: - -

CANTIERE: Santa Cristina - Prato.

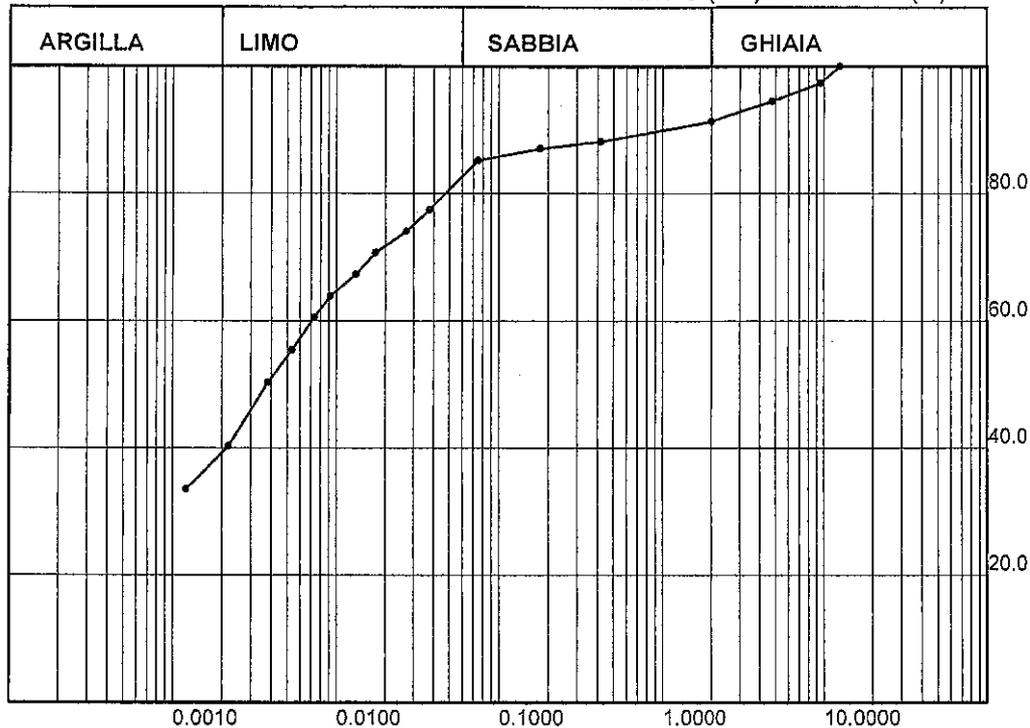
Verbale di accettazione: 296/2405

SOND.: 1 CAMP.: SH1

PROFONDITA', m: 2.0-2.5

ANALISI GRANULOMETRICA RACCOMANDAZIONI A.G.I. 1994

DIAMETRO (mm)- PASSANTE (%)



ANALISI PER SETACCI

Peso campione, g= 250.00

Aperture setaccio mm	Peso trattenuto g	Passante %
12.500	0.00	100.00
9.500	6.57	97.37
4.750	7.28	94.46
2.000	7.95	91.28
0.420	7.99	88.08
0.180	2.84	86.95
0.075	4.54	85.13

ANALISI PER SEDIMENTAZIONE

Peso campione, g= 40.00

Diametro equiv. mm	Areometro -	Passante %
0.0376	1.027	77.41
0.0270	1.026	74.03
0.0174	1.025	70.65
0.0132	1.024	67.27
0.0092	1.023	63.89
0.0073	1.022	60.50
0.0054	1.020	55.43
0.0038	1.019	50.36
0.0022	1.016	40.22
0.0012	1.014	33.46

GHIAIA, %= 8.72
SABBIA, %= 9.25
LIMO, %= 43.19
ARGILLA, %= 38.84

Tipo di campione: Q1

NOTA:

LABORATORIO SIGMA S.R.L. :

Pagina: 1/1

Lo sperimentatore
Geol. G. Gambetta Vianna

Data esecuzione prove: 22/11/13-26/11/13

Il Direttore del laboratorio
Ing. A. Manuelli



Laboratorio SIGMA s.r.l. - Prove ed indagini geotecniche dal 1973

Autorizzazione Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti (Circ. 7618 - Sett. A)

D. M. n° 6064 del 17.07.2013 • Riconoscimento RINA - Associato A.L.I.G.

Sistema Gestione Qualità
Certificato RINA
ISO 9001:2008

N. di certificato: 1798/G del 26/11/13

COMMITTENTE: POLISTRADIE COSTRUZIONI GENERALI SPA

IMPRESA: - -

CANTIERE: Santa Cristina - Prato.

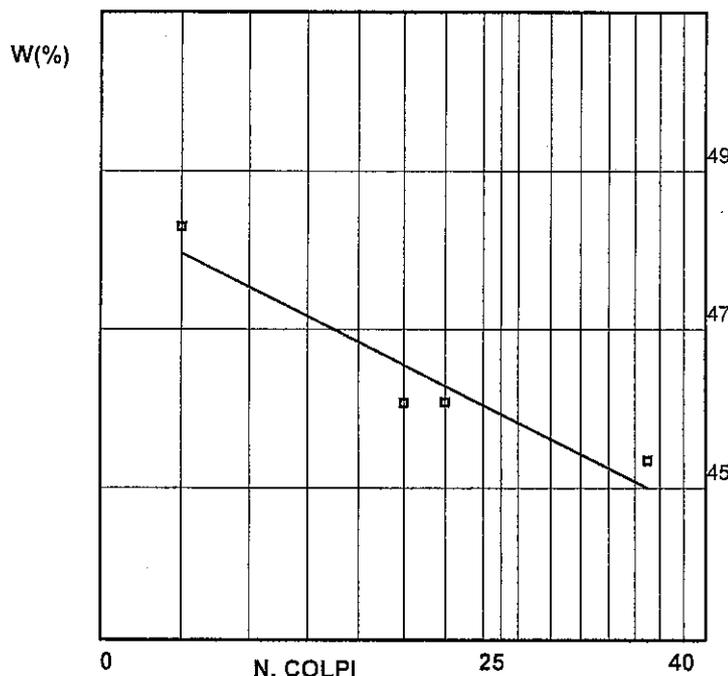
Verbale di accettazione: 296/2405

SOND.: 1 CAMP.: SH1

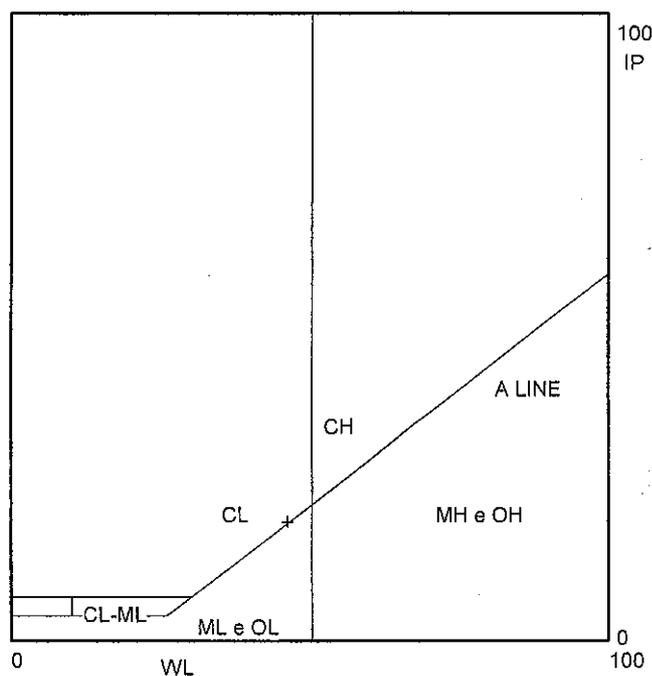
PROFONDITA', m: 2.0-2.5

PROVE DI CLASSIFICAZIONE

LIMITE LIQUIDO



CARTA DI PLASTICITA'



CONTENUTO IN ACQUA % = 23.69

UNI CEN ISO/TS 17892-1

LIMITE LIQUIDO % = 46

UNI CEN ISO/TS 17892-12

LIMITE PLASTICO % = 27

UNI CEN ISO/TS 17892-12

INDICE PLASTICO % = 19

INDICE DI CONSISTENZA = 1.17

INDICE DI GRUPPO = 13

PESO DI VOLUME kN/m³ = 20.25

UNI CEN ISO/TS 17892-2

ARGILLA % = 38.8

ATTIVITA' = 0.5

CLASSIFICAZIONE CNR-UNI 10006 : A-7-6

CLASSIFICAZIONE USCS : CL

NOTA:

LABORATORIO SIGMA S.R.L. :

Pagina: 1/1

Lo Sperimentatore
Geol. G. Gambetta Vianna

Data esecuzione prove: 22/11/13-26/11/13

Il Direttore del laboratorio
Ing. A. Manuelli

CARATTERISTICHE GRANULOMETRICHE

RACCOMANDAZIONI A.G.I. 1994

SETACCIO	APERTURA	PASSANTE
mesh	mm	%
10	2	91.28
40	0.420	88.08
200	0.074	85.13

LIMITE DI RITIRO % = -

UNI CEN ISO/TS 17892-12

CONTENUTO IN SOSTANZE ORGANICHE(%) = -

TIPO DI CAMPIONE: Q1



Laboratorio SIGMA s.r.l. - Prove ed indagini geotecniche dal 1973

Autorizzazione Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti (Circ. 7618 - Sett. A)

D. M. n° 6064 del 17.07.2013 • Riconoscimento RINA - Associato A.L.I.G.

Sistema Gestione Qualità
Certificato RINA
ISO 9001:2008

N. di certificato: 1799/G del 26/11/13

COMMITTENTE: POLISTRADIE COSTRUZIONI GENERALI SPA

IMPRESA: - -

CANTIERE: Santa Cristina - Prato.

Verbale di accettazione: 296/2405

SOND.: 1 CAMP.: SH1

PROFONDITA', m: 2.0-2.5

PROVA DI TAGLIO DIRETTO C.D. UNI CEN ISO/TS 17892-10

Condizioni del campione: Q1

Caratteristiche iniziali del campione

lato, mm= 60.00

altezza, mm= 20.00

	1	2	3
contenuto in acqua, %	23.59	24.67	23.21
grado di saturazione, %	-	-	-
peso di volume, kN/m ³	19.67	19.61	19.62
densità secca, kN/m ³	15.91	15.73	15.92
Peso specifico dei grani, t/m ³	-	-	-
Indice dei vuoti, -	-	-	-

PRESSIONI VERTICALI

kPa

98.07

196.14

294.21

RESISTENZA AL TAGLIO

kPa

51.76

103.38

129.44

RESISTENZA RESIDUA

kPa

-

-

-

PARAMETRI A ROTTURA

RESISTENZA AL TAGLIO

kPa

51.76

103.38

129.44

DEF. ORIZZONTALE

mm

2.39

1.91

1.87

DEF. VERTICALE

mm/100

-9.80

-16.20

-22.70

Velocità di taglio= 0.0013 mm/minuto

NOTA:

LABORATORIO SIGMA S.R.L. :

Pagina: 1/2

Lo Sperimentatore
Geol. G. Gambetta Vianna

Data esecuzione prove: 13/11/13-25/11/13

Il Direttore del laboratorio
Ing. A. Manelli



Laboratorio SIGMA s.r.l. - Prove ed indagini geotecniche dal 1973

Autorizzazione Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti (Circ. 7618 - Sett. A)

D. M. n° 6064 del 17.07.2013 • Riconoscimento RINA - Associato A.L.I.G.

Sistema Gestione Qualità
Certificato RINA
ISO 9001:2008

N. di certificato: 1799/G del 26/11/13

COMMITTENTE: POLISTRADIE COSTRUZIONI GENERALI SPA

IMPRESA: - -

CANTIERE: Santa Cristina - Prato.

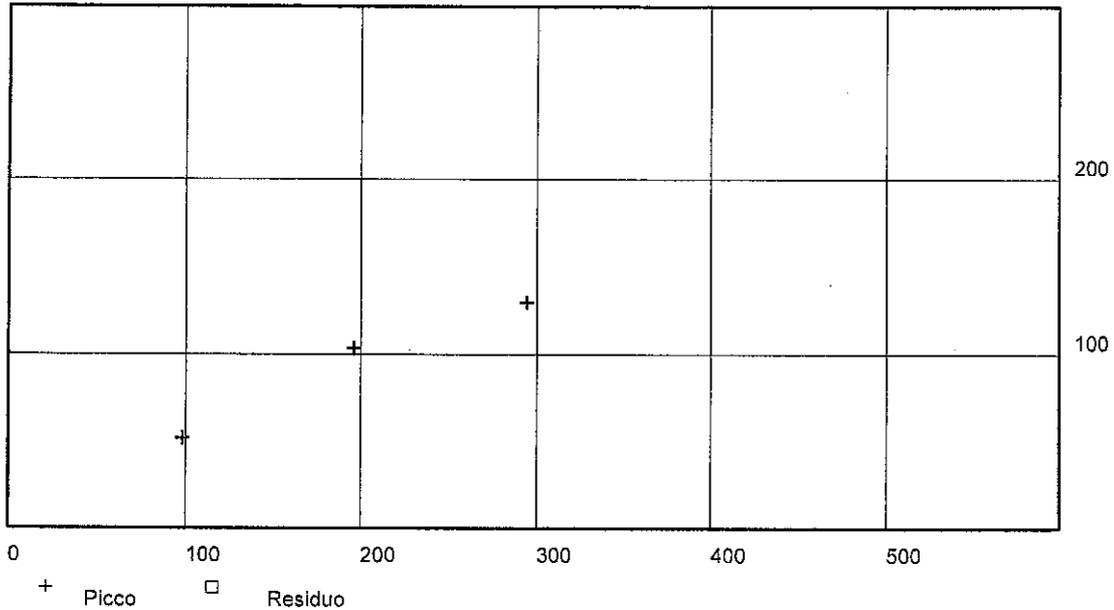
Verbale di accettazione: 296/2405

SOND.: 1 CAMP.: SH1

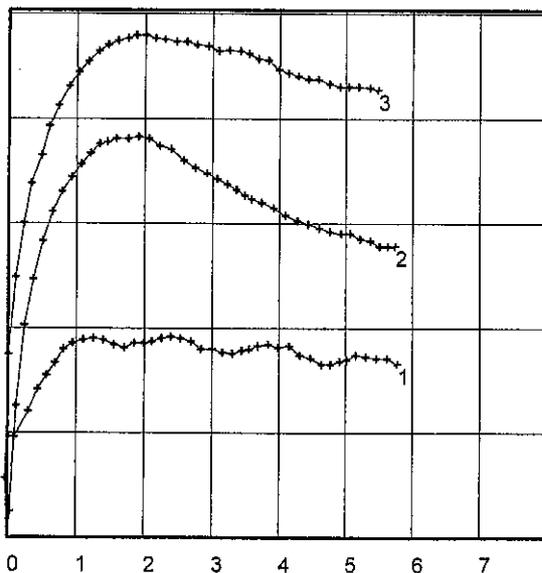
PROFONDITA', m: 2.0-2.5

PROVA DI TAGLIO DIRETTO C.D. UNI CEN ISO/TS 17892-10

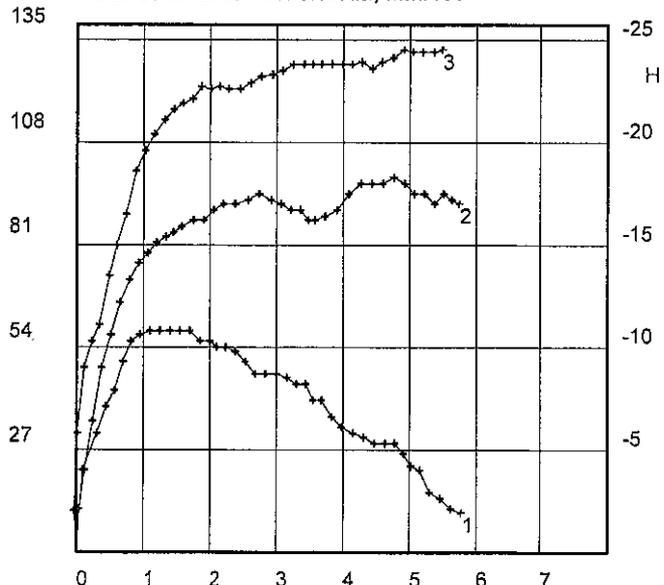
Sforzo di taglio, (kPa)-Pressione verticale (kPa)



SFORZO DI TAGLIO (kPa)



DEFORMAZIONI VERTICALI, mm/100



Deformazione orizzontale (mm)

NOTA:

LABORATORIO SIGMA S.R.L. :

Pagina: 2/2

Lo Sperimentatore
Geol. G. Gambetta Vianna

Data esecuzione prove: 13/11/13-25/11/13

Il Direttore del laboratorio
Ing. A. Manuelli



Laboratorio SIGMA s.r.l. - Prove ed indagini geotecniche dal 1973

Autorizzazione Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti (Circ. 7618 - Sett. A)

D. M. n° 6064 del 17.07.2013 • Riconoscimento RINA - Associato A.L.I.G.

Sistema Gestione Qualità
Certificato RINA
ISO 9001:2008

N. di certificato: 1800/G del 26/11/13

COMMITTENTE: POLISTRADIE COSTRUZIONI GENERALI SPA

IMPRESA: - -

CANTIERE: Santa Cristina - Prato.

Verbale di accettazione: 296/2405

SOND.: 1 CAMP.: SH1

PROFONDITA', m: 2.0-2.5

PROVA DI COMPRESIONE SEMPLICE UNI CEN ISO/TS 17892-7

CARATTERISTICHE INIZIALI DEL PROVINO

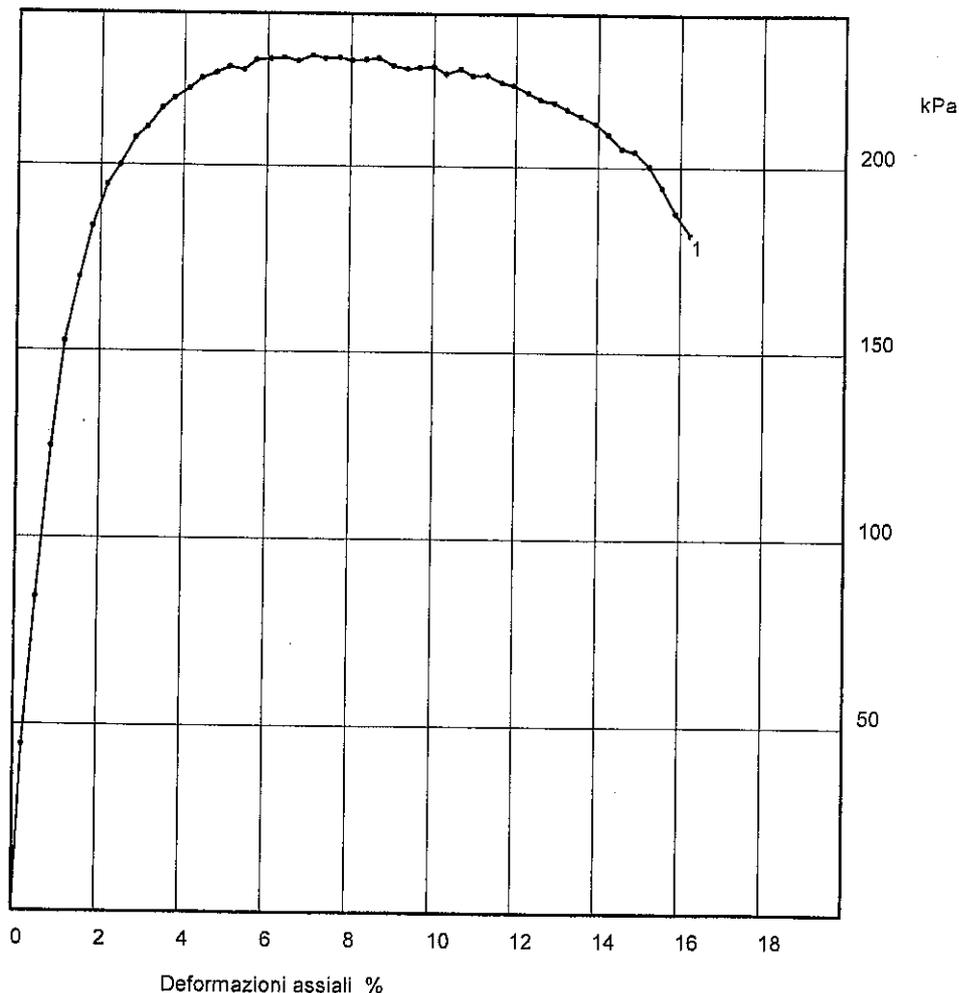
Diametro: 3.80 cm

Contenuto in acqua UNI CEN ISO/TS 17892-1= 23.66 %

Altezza: 7.60 cm

Peso di volume UNI CEN ISO/TS 17892-2= 20.30 kN/m³

Deformazione assiale %-pressione kPa



Pressione a rottura kPa=
Deformazione a rottura %=
229.68
7.08

Provino n. = 1

Velocità di deformazione, mm/min= 1.5
Angolo di rottura (°)= 30
Condizioni del campione: Q1

NOTA:

LABORATORIO SIGMA S.R.L. :

Pagina: 1/1
Co. Sperimentatore
Geol. G. Gambetta Viana

Data esecuzione prove: 13/11/13-14/11/13

Il Direttore del laboratorio,
Ing. A. Manuelli

2013

GEOMA

di Marco Marzupini

Cell.328-7255608

Email: marzupinimarco@gmail.com

Skype: Geoma.Marzupini

Res Via Brancoleta 1/E Loc Montagnano

Monte San Savino (AR) 52048

C.F. MRZMRC83B01A390P

P.IVA 03318000928

GEOMA di Marco Marzupini
Res. Fisc: Via Brancoleta 1/E
52048 Monte S. Savino (AR)
Cell. 328-7255608 - marzupinimarco@gmail.com
C.F. MRZ MRC 83B01 A390P - P.I. 03318000928

INDAGINE GEOFISICA SISMICA M.A.S.W. (Multichannel Analysis of Surface Waves)

LOCALITÀ:	PRATO	ID:	64534221113333M34	DATA:	22/11/13
-----------	-------	-----	-------------------	-------	----------

PREMESSA

In località *Prato* in data 22/11/2013 (Illustrazione 1) è stata eseguita un'indagine M.A.S.W. (Multichannel Analysis of Surface Waves), con obiettivo la valutazione della velocità media di propagazione delle onde elastiche per la definizione del parametro VS30 nei primi 30 metri.

Tale parametro permette la definizione del comportamento sismico dei terreni presenti nell'area di intervento, secondo la recente normativa antisismica DM 14.01.2008.



Illustrazione 1: Ubicazione dello stendimento (stendimento non in scala)

TEORIA ALLA BASE DELLA TECNICA M.A.S.W. E SULL'ANALISI DELLE ONDE SUPERFICIALI DI RAYLEIGH

Il M.A.S.W. è una tecnica d'indagine recente che sfrutta le onde superficiali di Rayleigh e Love (in questo studio verranno utilizzate solamente le prime). Il metodo mira ad una caratterizzazione sismica del sottosuolo basandosi sull'analisi della dispersione geometrica delle onde di superficie. Le onde superficiali si creano quando il fronte d'onda nel terreno incontra una discontinuità fisica, che può essere sia la superficie terreno-atmosfera (il nostro caso), sia il passaggio areato-consolidato (Thorne L & Wallace T.C, 1995, *Modern Global Seismology*). Nella discontinuità, la somma del moto delle onde riflesse e rifratte, dà origine alle onde superficiali.

ONDE DI RAYLEIGH

L'interazione delle onde P e SV sulla superficie libera dà origine alle onde di Rayleigh (Illustrazione 2) che si muovono con un movimento ellittico delle particelle nello strato superficiale avente un asse dell'ellisse parallelo alla direzione dell'onda e l'altro ortogonale alla superficie libera.

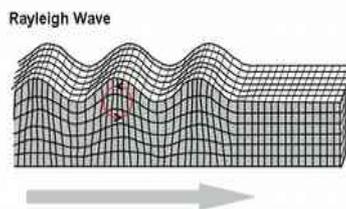


Illustrazione 2: Onde di Rayleigh

ONDE DI LOVE

La riflessione totale delle onde SH dà origine alle onde di Love (Illustrazione 3), che si muovono con moto delle particelle perpendicolare alla direzione di propagazione, ma polarizzato nel piano orizzontale.

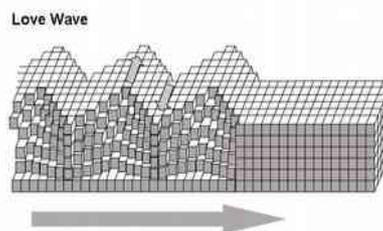


Illustrazione 3: Onde di Love

Le onde superficiali, a differenza di quelle di volume (P ed S), hanno le seguenti proprietà:

Sono dispersive in mezzi non omogenei (perché variano la propria velocità a seconda della frequenza). La velocità di propagazione è lievemente più bassa rispetto alle onde S. La proprietà fondamentale delle onde superficiali di Love e Rayleigh, sulla quale si basa l'analisi per la determinazione delle V_s , è costituita dal fenomeno della dispersione che si manifesta in mezzi stratificati. Un'ulteriore proprietà importante è la diminuzione dell'ampiezza che diminuisce con radice quadrata della distanza dalla sorgente. Pertanto, analizzando la curva di dispersione, ossia la variazione delle velocità di fase delle onde di Rayleigh in funzione della lunghezza d'onda (o della frequenza, che è l'inverso della lunghezza d'onda), è possibile determinare la variazione della velocità delle onde di taglio con la profondità tramite il processo d'inversione.

ACQUISIZIONE ED ELABORAZIONE

L'analisi M.A.S.W. viene condotta in due fasi principali:

PRIMA FASE

La prima fase avviene in campagna con l'acquisizione multicanale dei segnali sismici, mediante il sismografo DoReMi a 24 canali della SARA electronic instruments s.r.l.

L'acquisizione viene effettuata mediante 24 geofoni verticali da 4,5 Hz distanziati di 1,5 m per una lunghezza totale dello stendimento di 34,5 metri.

Le energizzazioni, eseguite mediante una mazza, vengono effettuate con offset (dal primo geofono) di -3,-6 m e dalla fine dello stendimento di -3,6,9 m.. L'indagine geofisica viene eseguita sul livello di campagna, ma il valore della V_s 30 verrà calcolato dalla quota delle fondazioni dell'infrastruttura che verrà posta a -4,5 m dal livello di campagna.



Illustrazione 4: Stendimento

SECONDA FASE

La seconda fase, che consiste nell'elaborazione dei dati acquisiti in campagna, è stata eseguita mediante il software WinMASW 6,0 ACADEMY della Eliosoft.

Il programma, dopo il calcolo dello spettro di velocità, richiede il picking della curva di dispersione che poi mediante inversioni e modellizzazioni permetterà la ricostruzione del profilo delle velocità delle onde s nel terreno.

Tutte queste fasi devono essere seguite accuratamente dall'operatore mediante la verifica, attraverso l'utilizzo di modelli, della qualità dei dati, ma soprattutto della loro possibile congruità con i dati geologici del sito.

Qui di seguito vengono riportati i più importanti passaggi dell'elaborazione (Illustrazione 5 e Illustrazione 6):

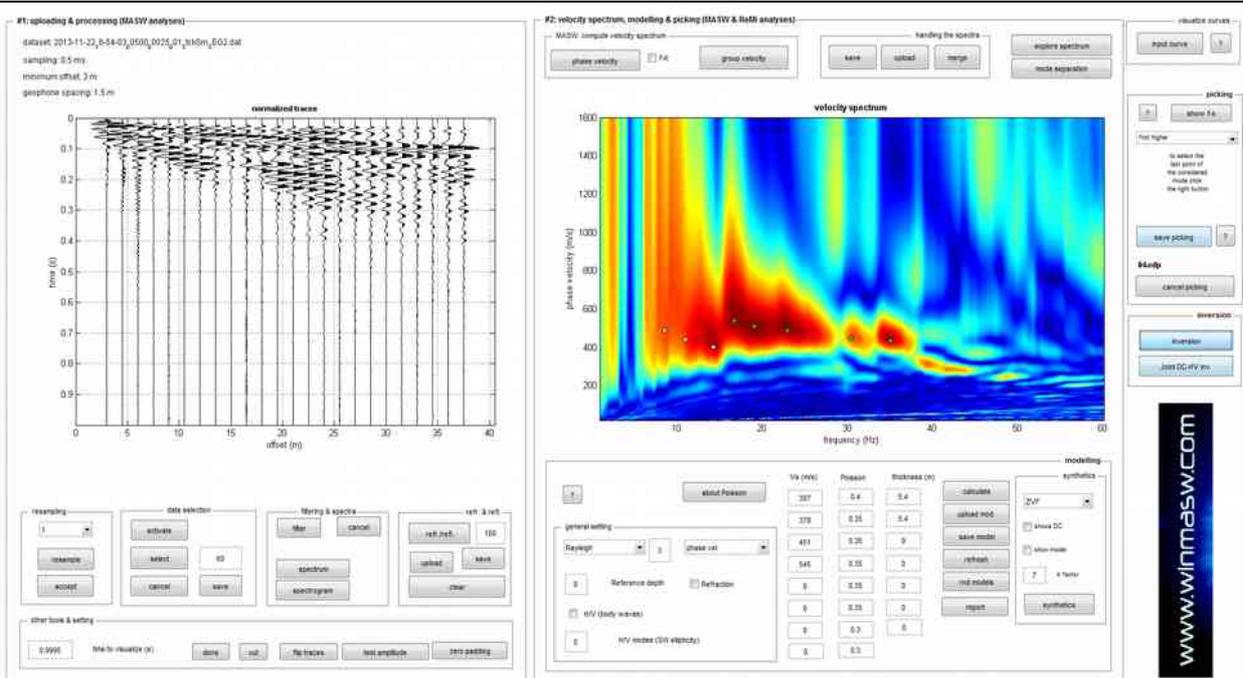


Illustrazione 5: A sinistra sismogramma e a destra picking della curva di dispersione

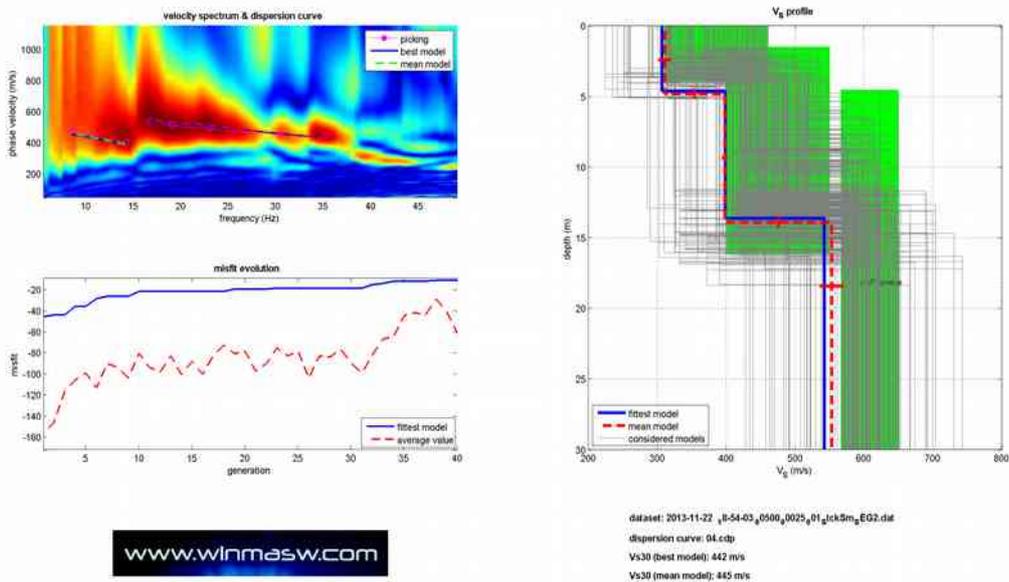


Illustrazione 6: Inversione della curva di dispersione

CONCLUSIONI

L'analisi della dispersione delle onde di Rayleigh a partire dai dati di sismica attiva (M.A.S.W.) ha consentito di determinare il profilo sismico verticale della VS

- Un primo sismo strato con velocità 420 m/se spessore di 10 m
- La sezione sismo-stratigrafica evidenzia al di sotto dei 10 m una velocità delle onde di taglio (Vs) che aumentano fino a circa 553 m/s alla profondità di 30 m.

Qui di seguito vengono riportati in tabella i risultati ottenuti e sismo-stratigrammi

VS30 e PARAMETRI ELASTICI							
Profondità livello fondazione		4,5	Profondità livello campagna		0	Profondità (m) liv fond	
Strato	Vs (m/s)	Vp (m/s)	Rapporto (Vp/Vs)	Spessore (m)	da	a	
1	311	762	2,45	4,5	0	0	
2	420	875	2,08	10	0	-10	
3	553	1151	2,08	15,5	-10	-30	
Strato	Poisson v	Densità (g/cm ³)	Shear G (kPa)	Bulk Ev (kPa)	Young E (kPa)		
1	0,4	1,99	192474,79	898848,51	538954,71		
2	0,35	2,02	356328	1071458,5	962307,84		
3	0,35	2,09	639140,81	1916646,34	1725610,31		
1	0				1	0	
2	0,02				2	0,02	
3	0,04					0,02	
	0,06						
VS 30		500,2			0	0	

Tabella 1: PROFILO SISMICO E DATI



GEOMA di Marco Marzupini
 Res. Fisc. Via Brancoleto 1/E
 52048 Monte S. Savino (AR)
 Cell. 328-7255608 - marzupinimarco@gmail.com
 C.F. MRZ MRC 88801 A390P - P.I. 03318000928

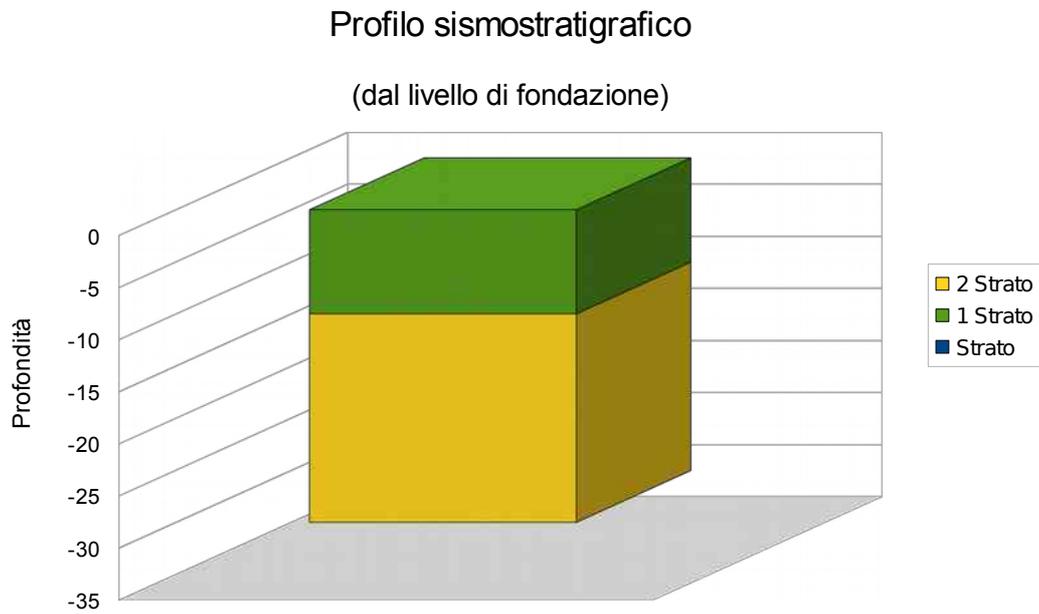


Illustrazione 7: Sismo-stratigrama dal livello fondazione

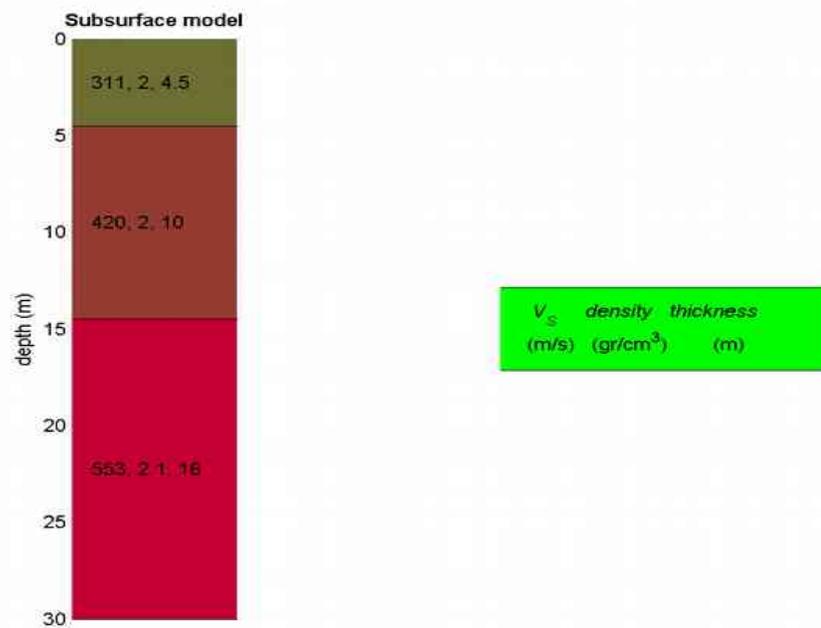


Illustrazione 8: Sismo-stratigrama dal livello campagna

Il valore della velocità media equivalente delle onde di taglio dei primi 30 metri (Vs30) dal livello delle fondazioni è risultato :

$$\mathbf{VS30 = 500 \text{ m/s}}$$

che comporta una classificazione del suolo in categoria:

B

B - Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fine molto consistenti, con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e valori del VS30 compresi tra 360 m/s e 800 m/s (ovvero NSPT30 > 50 nei terreni a grana grossa e $cu_{30} > 250$ kPa nei terreni a grana fina).

GEOMA di Marco Marzupini
Res. Fisc. Via Brancoleto 1/E
52048 Monte S. Savino (AR)
Cell. 328-7255608 - marzupinimarco@gmail.com
C.F. MRZ MRC 88801 A390P - P.I. 03318000928

Nota

La suddetta classificazione del suolo è determinata mediante l'elaborazione di dati acquisiti in campagna. A causa delle semplificazioni intrinseche della modellizzazione matematica adottata, si rimanda al geologo, grazie all'esperienza maturata e alle conoscenze del sito, dare la classificazione che ritiene più idonea

22/11/13

Dott. Marco Marzupini

Id 64534221113333M34