

COMMITTENTE:



ALTA SORVEGLIANZA:



GENERAL CONTRACTOR:



INFRASTRUTTURE FERROVIARIE STRATEGICHE DEFINITE DALLA LEGGE OBIETTIVO N. 443/01

LINEA A.V. /A.C. TORINO – VENEZIA Tratta MILANO – VERONA
Lotto funzionale Brescia-Verona

PROGETTO ESECUTIVO

SLA9 - SOTTOPASSO PODERALE PK 107+896

RELAZIONE GEOTECNICA

GENERAL CONTRACTOR	DIRETTORE LAVORI
Consorzio Cepav due	
Data: _____	Data: _____

COMMESSA	LOTTO	FASE	ENTE	TIPO DOC	OPERA/DISCIPLINA	PROGR	REV
I N O R	1 2	E	E 2	R B	S L A 9 0 0	0 0 1	A

PROGETTAZIONE							
Rev.	Descrizione	Redatto	Data	Verificato	Data	Progettista Integratore	Data
A	Emissione	GUILARTE	30/04/20	AIELLO	30/04/20	LIANI	30/04/20
B							
C							

Stampa circolare: ORDINE INGEGNERI VERONA PROVINCIA VERONA
Stampa rettangolare: RESPONSABILE (Ing. A. Aiello) ALBO PROVINCIALE INGEGNERI VERONA Iscrizione N° 1553
Data: 30/04/20

CIG. 751447334A

File: INOR12EE2RBSLA900001A_10.docx



Progetto cofinanziato dalla Unione Europea

CUP: F81H9100000008

GENERAL CONTRACTOR



ALTA SORVEGLIANZA



Doc. N.

Progetto
INOR

Lotto
12

Codifica Documento
E E2 RB SLA9 00 001

Rev.
A

Foglio
2 di 55

INDICE

1.	LISTA GENERALI DEI SIMBOLI	4
2.	INTRODUZIONE	5
3.	DOCUMENTAZIONE DI RIFERIMENTO	6
4.	NORMATIVA DI RIFERIMENTO	7
5.	INDAGINI ESEGUITE	7
6.	DESCRIZIONE STRATIGRAFICA	9
7.	CONDIZIONI DELLA FALDA	9
8.	STRATIGRAFIA DI PROGETTO	10
9.	PARAMETRI GEOTECNICI DEL TERRENO DI FONDAZIONE	10
10.	PROBLEMATICHE LEGATE AL SISMA	14
10.1.	DEFINIZIONE DEL SISMA DI PROGETTO	14
10.2.	VALUTAZIONE DELLA MAGNITUDO	15
10.3.	STABILITÀ DEL SITO IN CONDIZIONI SISMICHE	16
11.	SOLUZIONI PROGETTUALI	16
12.	CRITERI DI CALCOLO DELLA CAPACITÀ PORTANTE	17
12.1.	SCATOLARI E MURI AD U	17
13.	STIMA DEI CEDIMENTI ATTESI E DELLE COSTANTI DI SOTTOFONDO	19
14.	CALCOLO DELLE SPINTE SUI MURI	22
14.1.	CRITERI GENERALI	22
14.1.1.	<i>Spinte attive in condizioni statiche</i>	23
14.1.2.	<i>Spinte passive in condizioni statiche</i>	23
14.1.3.	<i>Spinte a riposo</i>	24
14.1.4.	<i>Spinte attive in condizioni sismiche</i>	25
14.1.5.	<i>Spinte passive in condizioni sismiche</i>	28
14.1.6.	<i>Sovraspinte sismiche per muri non in grado di spostarsi</i>	29
14.1.7.	<i>Calcolo allo stato limite di muri</i>	30
15.	VERIFICHE DI RESISTENZA ALLO STATO LIMITE ULTIMO DEGLI SCATOLARI E DEI MURI AD U	32

GENERAL CONTRACTOR



ALTA SORVEGLIANZA



Doc. N.

Progetto
INOR

Lotto
12

Codifica Documento
E E2 RB SLA9 00 001

Rev.
A

Foglio
3 di 55

15.1. SEZIONE TIPICA DEL MANUFATTO SCATOLARE DEL SOTTOPASSO DELLA LINEA STORICA.....	34
15.2. MURI AD U	39
16. BIBLIOGRAFIA	49
17. FIGURE RIASSUNTIVE DEI RISULTATI DELLE INDAGINI.....	50
ALLEGATI AL DOCUMENTO.....	55

1. LISTA GENERALI DEI SIMBOLI

γ	=	Peso dell'unità di volume totale
γ'	=	Peso di volume efficace del terreno
PI	=	Indice di plasticità
ϕ'	=	angolo di attrito interno
ν	=	Rapporto di Poisson
E'	=	Modulo di Young
E_u	=	Modulo non drenato
M	=	Modulo confinato
E_{ed}	=	Modulo edometrico
c_u	=	Resistenza al taglio non drenata
c'	=	Coesione in termini di tensione efficace
F_s	=	Fattore di sicurezza
σ'_p	=	Tensione di preconsolidazione
q_u	=	Capacità portante ammissibile
z	=	Profondità del piano campagna
K_0	=	Coefficiente di spinta a riposo
K_a	=	Coefficiente di spinta attiva
OCR	=	Grado di sovra consolidazione (GSC)
N_{spt}	=	Numero di colpi/30cm (Standard Penetration Test)
CPT	=	Prova penetrometrica statica
CPTU	=	Prova penetrometrica statica con piezocono
q_c	=	Resistenza di punta del penetrometro statico

2. INTRODUZIONE

Nella presente relazione vengono trattati gli aspetti di natura geotecnica riguardanti la realizzazione del sottopasso poderale SLA9. L'opera in oggetto ricade nel comune di Calcinato (BS) ed è ubicata alla pk 107+896 della Linea AV Milano-Verona; viene a collocarsi in un'area pressoché pianeggiante (quota del piano campagna variabile nell'intorno della quota +139 m s.l.m.m.).

La linea ferroviaria AV/AC è in rilevato con quota piano ferro pari a circa +141.725 m s.l.m.m; le profondità massime di scavo risulteranno dell'ordine di circa 6 m dal p.c. locale interessando terreni fino a quote assolute pari a circa +132.87m s.l.m.m.. Localmente, in corrispondenza della vasca di sollevamento, lo scavo dovrà approfondirsi di ulteriori 2.25 m circa.

L'opera si compone di un manufatto scatolare e una serie di tratti a cielo aperto ad U.

In accordo con quanto esplicitato nella documentazione facente parte del progetto esecutivo dell'opera, si riportano le dimensioni maggiormente significative:

Linea AV/AC:

Esterne:

larghezza della sezione scatolare pari a 6.60 m.

altezza: 7.20 m.

Interne:

larghezza netta della sezione scatolare pari a 5.00 m.

altezza netta: 5.90 m.

I tratti a cielo aperto hanno altezze variabili, con un massimo di 7.90 m da piano fondazione.

GENERAL CONTRACTOR



ALTA SORVEGLIANZA



Doc. N.

Progetto
INOR

Lotto
12

Codifica Documento
E E2 RB SLA9 00 001

Rev.
A

Foglio
6 di 55

3. DOCUMENTAZIONE DI RIFERIMENTO

CODICE											DESCRIZIONE
INOR	11	E	E2	P	5	GE	00	0	0	001	PLANIMETRIA UBICAZIONI INDAGINI GEOGNOSTICHE INTEGRATIVE 2018-DA KM 105+700 A KM 111+200
INOR	11	E	E2	P	5	GE	00	0	0	002	PLANIMETRIA UBICAZIONI INDAGINI GEOGNOSTICHE INTEGRATIVE 2018-DA KM 111+200 A KM 115+960
INOR	11	E	E2	R	O	GE	00	0	0	001	INDAGINI GEOGNOSTICHE INTEGRATIVE 2018-RELAZIONE TECNICO-ILLUSTRATIVA
INOR	11	E	E2	R	G	GE	00	0	0	001	GE00 - GEOLOGIA E GEOTECNICA - RELAZIONE GEOLOGICA E GEOMORFOLOGICA

4. **NORMATIVA DI RIFERIMENTO**

- UNI EN 1998-5:2005 (Eurocodice 8): “Progettazione delle strutture per la resistenza sismica – Parte 5: Fondazioni, strutture di contenimento ed aspetti geotecnici”;
- D. M. Min. II. TT. del 14 gennaio 2008 – Norme tecniche per le costruzioni;
- CIRCOLARE 2 febbraio 2009, n.617 Istruzione per l’applicazione delle «Nuove norme tecniche per le costruzioni» di cui al decreto ministeriale 14 gennaio 2008;

5. **INDAGINI ESEGUITE**

I sondaggi e i pozzetti ubicati nei pressi dell’opera in esame e presi in considerazione per la caratterizzazione geotecnica del sito sono riportati nella Tabella 5-1.

Si sono considerate tutte le campagne geognostiche disponibili dal 1992:

- -S---- → Campagna di indagine CEPAVDue 1992-1994
- XA202---- → Campagna di indagine Italferr 2001-2002
- - S-- → Campagna di indagine Italferr 2001-2002
- -SN--- → Campagna di indagine CEPAVDue 2004
- -PZ--- → Campagna di indagine CEPAVDue 2004
- WBS_--- → Campagna di indagine CEPAVDue 2018

Nel corso dei sondaggi sono state effettuate prove penetrometriche SPT e prelevati campioni rimaneggiati.

Nella

Figura 5-1 si riporta uno stralcio planimetrico con indicazione approssimativa della posizione dei sondaggi considerati.

Tabella 5-1

Sondaggio, pozzetto	Anno campagna d’indagine	Quota bocca foro (m s.l.m.m.)	Lunghezza (m)	Piezometro installato TA=Tubo Aperto C=Casagrande
3PZ401	2004	+139.35	3.0	-
3SN401	2004	n.d.	30.0	-

Per la sola definizione della quota di falda si è fatto riferimento al sondaggio 3SN045(campagna d’indagine 2004) posto alla pk 68+275.48 e dotato di piezometro.

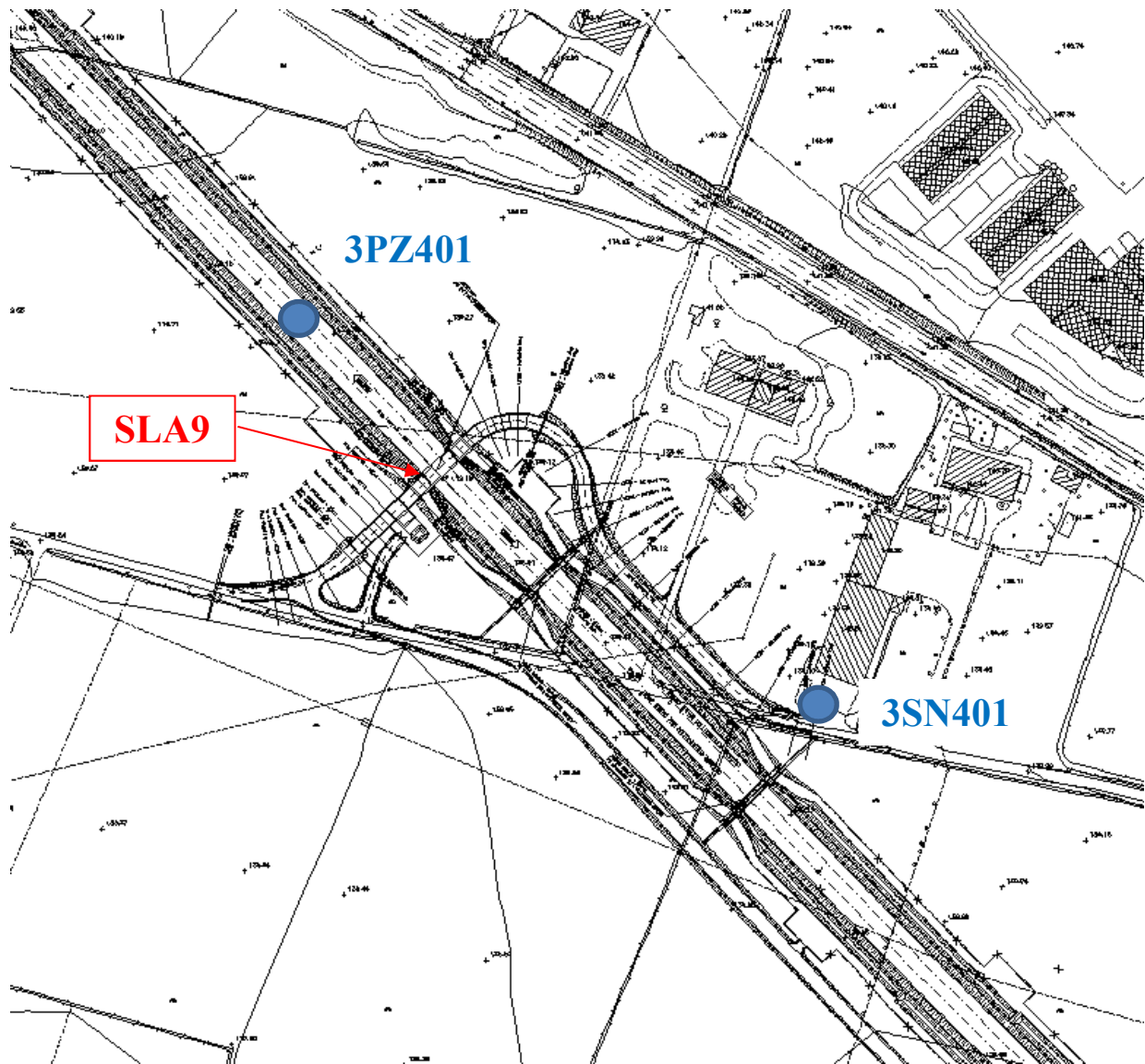


Figura 5-1 Stralcio planimetrico con ubicazione dei sondaggi

6. DESCRIZIONE STRATIGRAFICA

Le stratigrafie dei sondaggi presi in considerazione mostrano, per gli orizzonti d'interesse ai fini della costruzione dell'opera in oggetto, la presenza di orizzonti granulari costituiti da ghiaia e sabbia.

Lo spessore dello strato vegetale superficiale è dell'ordine di circa 0.5 m di profondità da p.c..

7. CONDIZIONI DELLA FALDA

La massima quota del livello di falda è stata riscontrata in corrispondenza del piezometro 3SN045, posto maggiormente in prossimità dell'opera, e pari a +96.02 m slmm.

In accordo a quanto riportato nella Relazione Geotecnica Generale, la quota della falda di progetto, per i sottovia, è assunta pari a quella massima misurata maggiorata di 0.50 m mentre, ai fini del calcolo delle OOPP, viene assunta di 1m inferiore rispetto a quella di progetto.

Dai dati relativi alle quote della falda aggiornate, il livello massimo è stato rilevato a quota +96.02 m s.l.m.m.; si assumono pertanto i seguenti valori:

- quota falda di progetto in fase di esercizio: +96.52 m
- quota falda di progetto in fase di costruzione (di cantiere): +95.52 m

Alla luce delle quote sopra riportate, la falda è da ritenersi non interferente con le opere in oggetto, sia in fase di costruzione che in esercizio.

8. STRATIGRAFIA DI PROGETTO

Sulla base della descrizione stratigrafica riportata nel Capitolo 6 si assume la stratigrafia di progetto riportata nella Tabella 8-1.

Tabella 8-1

Strato	Profondità da (m da p.c.)	Profondità a (m da p.c.)	Descrizione	N _{SPT} (colpi/30cm)
1	0.0	~0.5	Terreno vegetale/agrario	-
2	~0.5	40	Ghiaia e sabbia in diverse frazioni percentuali	>60

Le fondazioni dovranno essere impostate sulla formazione corrispondente allo strato 2.

9. PARAMETRI GEOTECNICI DEL TERRENO DI FONDAZIONE

Risultando i terreni in esame prevalentemente a grana grossa le caratteristiche geotecniche dei terreni sono valutate sulla base dell'interpretazione dei risultati delle prove penetrometriche dinamiche SPT e delle analisi granulometriche effettuate sui campioni.

Le figure riportate nel cap. 17 di questo documento mostrano con evidenza l'andamento dei parametri significativo con la profondità.

I parametri geotecnici caratteristici da introdurre nelle analisi di dimensionamento e verifica, secondo quanto riportato nei documenti relativi ai criteri di calcolo delle varie opere, sono riassunti nella Tabella 9-1.

Tabella 9-1

Parametri	Strato 2
γ (kN/m ³)	19.0
$e_{\max} - e_{\min}$	0.3-0.35
D_r (%)	>60
ϕ_p (°) ⁽¹⁾	40
$\phi_{\text{operativo}}$ (°) ⁽²⁾	38
ϕ_{cv} (°) ⁽³⁾	35
K_o	0.5
GSC	>1 in superficie
V_s (m/s) ⁽⁴⁾	300÷500

Parametri	Strato 2
G_0 (kPa) ⁽⁵⁾	$200'000 \div 50'000$ interpolabile da un'espressione del tipo: $300'000 \cdot (p'/100)^{0.5}$ con p' = pressione litostatica efficace media

Simbologia:

- γ = Peso di volume;
 D_r = Densità relativa;
 ϕ_p = Angolo di attrito di picco;
 $\phi_{operativo}$ = Angolo di attrito operativo;
 ϕ_{CV} = Angolo di attrito a volume costante;
 k_o = Coefficiente di spinta del terreno a riposo;
GSC = Grado di sovraconsolidazione meccanico;
 v_s = Velocità delle onde S;
 G_0 = Modulo di taglio a piccole deformazioni.

Note:

- ⁽¹⁾ = Parametro significativo solo per la caratterizzazione del terreno;
⁽²⁾ = Per la valutazione delle spinte delle terre sulle opere di sostegno e per le verifiche di stabilità globale
⁽³⁾ = Per le verifiche allo scorrimento e quelle di capacità portante delle fondazioni dirette effettuate con i metodi descritti nei capitoli successivi.
⁽⁴⁾ = La velocità delle onde S è determinata in base ai valori N_{SPT} (Ohta & Goto N. (1978), con $f_a=1.3$ $f_g=1.45$)
⁽⁵⁾ = In prima approssimazione, i moduli elastici operativi da utilizzare nel calcolo delle opere con metodi lineari, che ricorrono alla teoria dell'elasticità, sono:
 - $G = 1/10 \cdot G_0$, con G_0 valutato assumendo $k = k_o \rightarrow$ rilevati
 - $G = (1/5 \div 1/3) \cdot G_0$, con G_0 valutato assumendo $k = k_o \rightarrow$ fondazioni dirette e opere di sostegno.
 - $G = 1/3 \cdot G_0$, con G_0 valutato assumendo $k = k_o \rightarrow$ nella valutazione dei cedimenti verticali dello scatolare (con approfondimento maggiore a 3÷4m) tenendo conto del fatto che le fondazioni del manufatto di attraversamento lavoreranno in regime di ricarico.

Nella determinazione di parametri sopra riportati, si è operato come segue:

Orizzonti granulari

D_r è stimata da N_{spt} , secondo quanto suggerito da Cubrinowski &, Ishihara K. (1999):

$$D_r = \sqrt{\frac{N_1 \cdot (e_{max} - e_{min})^{1.7}}{9}} \quad \text{con} \quad N_1 = N_{SPT} \sqrt{\frac{98kPa}{\sigma_v}} \times \left(\frac{60\%}{78\%}\right) \quad \text{e con } (e_{max} - e_{min}) \text{ stimato}$$

dalla seguente Figura 9-1, sempre tratta dal citato riferimento.

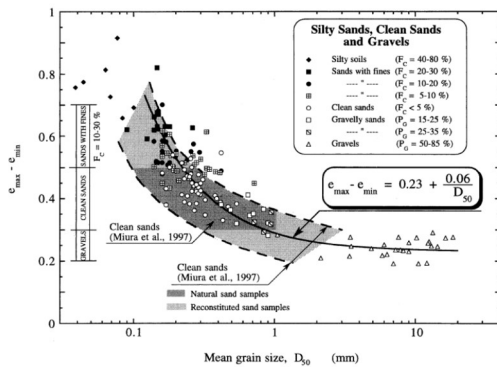


Table 2. Typical values of the void ratio range for silty sands, clean sands and gravels

Soil type	F_c (%)	P_o (%)	$e_{max} - e_{min}$
Silty soils	40-80	< 5	> 0.70
Silty sands	20-30	< 5	0.60-0.70
"	10-20	< 5	0.50-0.60
"	5-10	< 5	0.45-0.55
Clean sands	< 5	< 5	0.30-0.50
Gravelly sands	< 10	15-35	0.30-0.40
Gravels	< 5	50-85	0.20-0.30

Fines: $D < 0.075$ mm; Gravel: $D \geq 2.0$ mm.

Figura 9-1

L'angolo d'attrito di picco è quindi valutato, in accordo con Bolton (1986), come

$$\phi_p = \phi_{cv} + \Delta\phi$$

Con $\Delta\phi$ valutato dalla Figura 9-2.

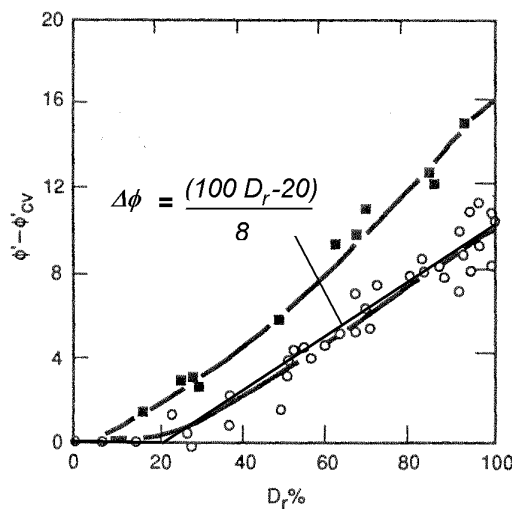


Figura 9-2: modificata da Fleming et al (1992)

Dimensionamento delle opere scatolari – Esercizio

Per quanto riguarda la definizione delle spinte del terreno sui piedritti dei manufatti si potrà far riferimento ai seguenti parametri geotecnici:

- Peso di volume $\gamma = 20 \text{ kN/m}^3$.
- Angolo di resistenza al taglio $\phi' = 35^\circ$ se in presenza di terreno di riporto, in volume significativo, ben compattato

Avvertenza:

In accordo con quanto richiesto dalla Normativa Italiana agli SLU, tutti i valori dei parametri di resistenza sopra indicati sono da intendersi come valori caratteristici. Pertanto, ai fini delle verifiche nei confronti degli stati limite di collasso di volta in volta rilevanti (EQU, STRU, GEO HYDR), a tali valori caratteristici vanno applicati gli opportuni fattori di sicurezza parziali da selezionare a seconda della combinazione (approccio di progetto) selezionato. Ad esempio, ove si consideri la verifica a capacità portante (GEO) si dovrà di regola considerare la combinazione A2+M2+R2: nel caso in cui si caratterizzi la resistenza tramite l'angolo d'attrito, il valore di progetto (design) di questo parametro dovrà essere determinato applicando un coefficiente di sicurezza parziale 1.25 sulla tangente dell'angolo d'attrito caratteristico: ossia

$$\phi_d' = \arctan (\tan (\phi_k') / 1.25)$$

10. PROBLEMATICHE LEGATE AL SISMA

10.1. DEFINIZIONE DEL SISMA DI PROGETTO

Per la definizione dell'azione sismica, occorre definire il periodo di riferimento P_{VR} in funzione dello stato limite considerato.

La vita nominale (V_N) dell'opera è stata assunta pari a 100 anni. La classe d'uso assunta è la III.

Il periodo di riferimento (V_R) per l'azione sismica, data la vita nominale e la classe d'uso vale:
 $V_R = V_N \cdot C_u = 150$ anni

I valori di probabilità di superamento del periodo di riferimento P_{VR} , cui riferirsi per individuare l'azione sismica agente è:

$$P_{VR}(SLV) = 10\%$$

Il periodo di ritorno dell'azione sismica T_R espresso in anni, vale:

$$T_R(SLV) = -V_R / \ln(1 - P_{VR}) = 1424 \text{ anni}$$

Dato il valore del periodo di ritorno suddetto, tramite le tabelle riportate nell'Allegato B della norma, è possibile definire i parametri che caratterizzano il sisma.

L'opera è ubicata nel comune di Calcinato (BS).

Comune di Calcinato (BS)		
a_g	accelerazione orizzontale massima del terreno su suolo di categoria A, espressa come frazione dell'accelerazione di gravità;	0.230 g
F_0	valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale	2.476
T^*_c	periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale	0.281 s
S_s	coefficiente di amplificazione stratigrafica Cat B	1.173
S_T	coefficiente di amplificazione topografica	1.000

Per la definizione della categoria di sottosuolo si è fatto particolare riferimento ai risultati ottenuti dalle prove SPT, dalle quali si evince un valore di $N_{SPT,30}$ pari a 76, corrispondente alla **categoria 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 $N_{SPT,30} > 50$ nei terreni a grana grossa", come definito nella normativa NTC2008. L'accelerazione massima risulta quindi:

$$a_{max}(SLV) = 1.173 \times 0.230g = 0.270 g$$

10.2. VALUTAZIONE DELLA MAGNITUDO

Al fine della valutazione della stabilità del sito in condizioni sismiche, oltre alla massima accelerazione, occorre stimare la Magnitudo attesa.

A questo proposito, è possibile riferirsi ai dati predisposti dall'INGV, (<http://esse1-gis.mi.ingv.it/>) che costituiscono la base sulla quale sono state definite i livelli di sismicità recepiti dalla legge.

A questo riguardo, per il sito in esame (Figura 10-1) nella Figura 10-2 sono rappresentati in forma grafica i contributi specifici di Magnitudo-distanza alla pericolosità sismica con $T_R = 2475$ anni.

Poiché tale periodo di ritorno è maggiore di quello associato allo stato limite considerato nel progetto (SLV, $T_R=1424$ anni) i valori di Magnitudo qui indicati sono coerenti con i valori di a_{max} .

Prevalgono contributi di terremoti caratterizzati da Magnitudo comprese tra 4.5 e 5.0, valori che possono essere adottati nelle verifiche di stabilità del sito.

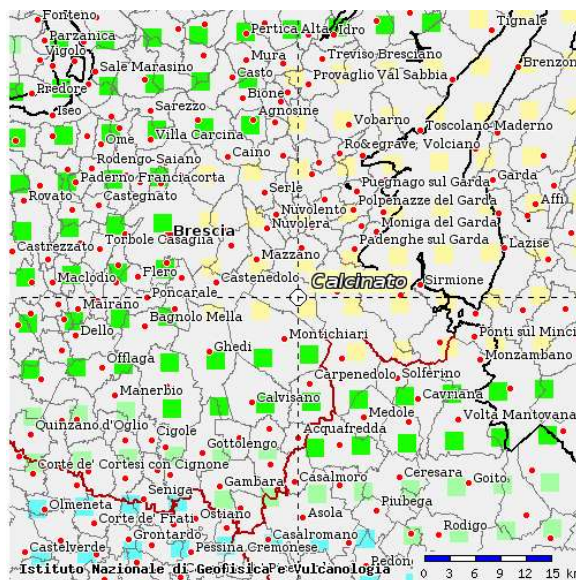


Figura 10-1: estratto mappa sismica INGV (Comune di Calcinato)

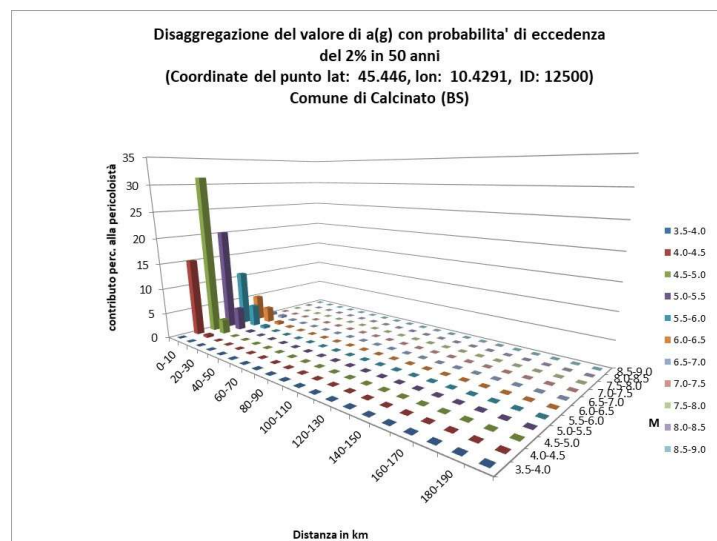


Figura 10-2: Contributi specifici magnitudo-distanza alla pericolosità sismica (Comune di Calcinato)

10.3. STABILITÀ DEL SITO IN CONDIZIONI SISMICHE

Le misurazioni della profondità della falda evidenziano soggiacenze inferiori a 15 m da piano campagna. Tuttavia, le Magnitudo attese sono inferiori a 5, pertanto la verifica a liquefazione potrà essere omessa, in accordo al punto 7.1.3.4.2 di NTC08.

11. SOLUZIONI PROGETTUALI

Per il manufatto di attraversamento si prevedono fondazioni di tipo diretto; in ogni caso, le fondazioni dei manufatti dovranno essere impostate sullo strato 2.

Alla luce delle profondità di scavo previste non si attendono interferenze con la falda.

Piani di posa stradali

In relazione alle caratteristiche granulometriche dei materiali degli strati più superficiali per quanto riguarda il piano di posa delle trincee è previsto uno scotico di 0.5 m, ma comunque di una profondità tale da garantire la totale asportazione del terreno vegetale/agricolo.

Rinterri

Scatolari sottobinario o sotto rilevato stradale

Il riempimento a tergo degli scatolari sia effettuato con materiale selezionato appartenente ai gruppi A1-a o A1-b.

Il materiale dovrà essere messo in opera a strati di spessore non superiore a 50 cm (materiale sciolto) e compattato fino a raggiungere il 95% della densità secca AASHTO.

Il modulo di deformazione dovrà risultare non inferiore a 200 kg/cm² su ogni strato finito

Muri a U o muri di sostegno

Si ipotizza di regola il ricorso a materiale proveniente dagli scavi purché ascrivibile ai gruppi A1, A2-4 A3. Nel caso di rinterri in presenza di falda superficiale si raccomanda di limitare la frazione fine (passante allo staccio 0.075) a non più del 15%.

La posa in opera dovrà comunque essere fatta con le modalità sopra esposte, tenendo presente che, nel caso di materiale appartenente al gruppo A2-4, la posa a compattazione dovrà essere effettuata per strati successivi di spessore non superiore a 30 cm.

12. CRITERI DI CALCOLO DELLA CAPACITÀ PORTANTE

12.1. Scatolari e muri ad U

La verifica nei confronti dello SLU-GEO è condotta seguendo l'approccio 1, combinazione 2, ossia A2+M2+R2. Nel complesso occorre che sia verificata la seguente condizione:

$$E_d \leq R_d$$

nella quale:

- E_d rappresenta la generica azione (o effetto dell'azione) di progetto derivante da una opportuna combinazione delle azioni base, combinate secondo coefficienti parziali (A2);
- R_d è la corrispondente resistenza di progetto o di calcolo, derivante dall'applicare opportuni coefficienti di sicurezza parziali ai parametri geotecnici caratteristici (M2) ed alle resistenze (R2).

Le NTC2008 definiscono il complesso di tali coefficienti.

Si adotta la formula di Brinch-Hansen specializzata al caso terreni granulari, per fondazioni per le quali le azioni orizzontali H ed i momenti M agiscono, insieme con le azioni verticali V , prevalentemente nel piano trasversale, ossia nella direzione parallela al lato minore B (vedere Figura 12-1).

Le formule che permettono di calcolare i vari coefficienti che concorrono alla capacità portante possono essere espresse dalle seguenti relazioni

$$q_{u,d} = \frac{(q \cdot N_q \cdot s_q \cdot d_q \cdot i_q \cdot g_q \cdot z_q + \frac{1}{2} \cdot B_{eff} \cdot \bar{\gamma} \cdot N_\gamma \cdot s_\gamma \cdot d_\gamma \cdot i_\gamma \cdot g_\gamma \cdot z_\gamma)}{\gamma_R = 1.8 \quad (A2 + M2 + R2) \text{ appr } 1 \text{ c2}}$$

dove

$\bar{\gamma}$ = peso specifico medio del terreno (nella parte coinvolta dal meccanismo di rottura).

B_{eff} = larghezza efficace minore della fondazione ($B - 2e$), con $e=M/N$.

q = sovraccarico ai lati (permanente) posto pari al peso efficace del terreno ai lati (nel caso di terreno in falda, va preso il sovraccarico efficace)

$$N_q = e^{\pi \cdot \tan(\phi)} \cdot \tan^2\left(\frac{\pi}{4} + \frac{\phi}{2}\right)$$

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

$$s_q = 1 + \frac{B_{eff}}{L} \cdot \sin(\phi)$$

$$s_\gamma = 1 - 0.4 \frac{B_{eff}}{L}$$

$$d_q = 1 + 2 \cdot \tan(\phi) \cdot (1 - \sin(\phi))^2 \cdot \begin{cases} D/B_{eff} & \text{se } D/B_{eff} < 1 \\ \tan^{-1}(D/B_{eff}) & \text{se } D/B_{eff} \geq 1 \end{cases}$$

$$d_\gamma = 1$$

$$i_q = \left[1 - \left(\frac{0.5 \cdot H}{V}\right)\right]^5$$

$$i_\gamma = \left[1 - \left(\frac{0.7 \cdot H}{V}\right)\right]^5$$

$$g_q = 1$$

$$g_\gamma = 1$$

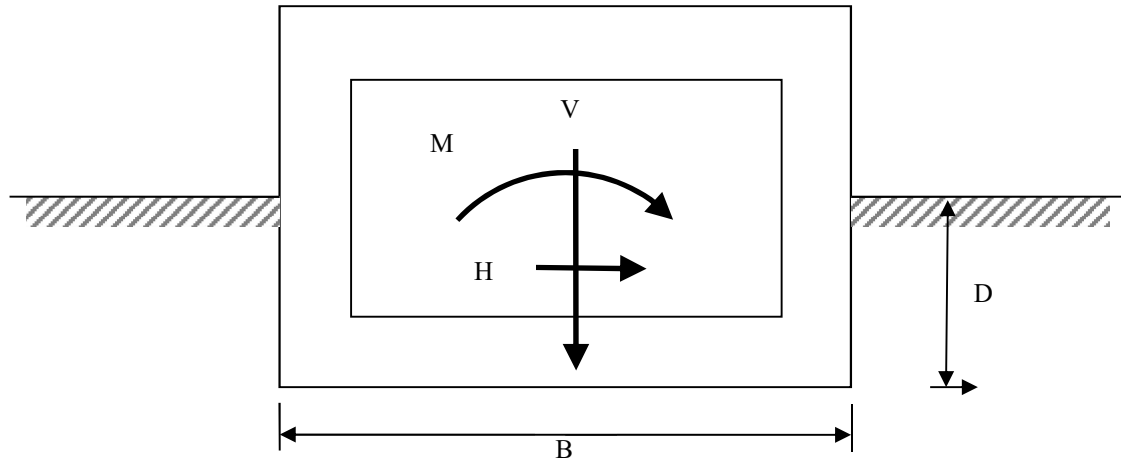


Figura 12-1

I coefficienti z_q e z_γ tengono conto dell'accelerazione sismica nell'ammasso di terreno coinvolto dal meccanismo di rottura. Si possono adottare, a tale proposito, i valori suggeriti da Paolucci & Pecker (1997) tramite la seguente espressione analitica:

$$z_q = z_\gamma = \left(1 - \frac{k_h}{\tan(\phi)} \right)^{0.35}$$

con k_h = coefficiente d'intensità sismica prescelto, da assumersi pari al valore $a_{max}(SLV)$.

In tutte queste relazioni, l'angolo d'attrito è da intendersi come l'angolo d'attrito di progetto ϕ_d' .
ossia:

$$\phi_d' = \arctan(\tan(\phi_k') / 1.25)$$

Le verifiche estese, tenendo conto anche del contributo del terreno di rinfiacco sono espone nel cap 15.

13. STIMA DEI CEDIMENTI ATTESI E DELLE COSTANTI DI SOTTOFONDO

In rapporto alla configurazione geometrica dell'opera ed alla luce della successione stratigrafica e dell'entità di carichi attesi, si ritiene opportuno limitarsi a valutazioni basate, in questo caso, sul metodo di Burland & Burbridge (1985).

Il metodo di Burland & Burbridge (1985), applicabile sia a depositi normalmente consolidati che a depositi sovraconsolidati, è riconducibile all'applicazione delle seguenti espressioni:

$$s_{ff} = f_s \cdot f_h \cdot f_t \cdot \left[\sigma'_{vmax} \cdot B^{0.7} \cdot \frac{l_c}{3} + (q' - \sigma'_{vmax}) \cdot B^{0.7} \cdot l_c \right] \quad \text{per } q' > \sigma'_{vmax}$$

$$s_{ff} = f_s \cdot f_h \cdot f_t \cdot \left[q' \cdot B^{0.7} \cdot \frac{l_c}{3} \right] \quad \text{per } q' \leq \sigma'_{vmax}$$

essendo:

s_{ff} = cedimento in mm

q' = N/A = pressione efficace esercitata sul terreno dalla fondazione in kPa

A = area di impronta della fondazione in m²

σ'_{vmax} = pressione verticale efficace massima subita dal terreno in passato alla quota di imposta della fondazione in kPa

B = dimensione minore della fondazione in m

$l_c = (1.1 \div 2.5) \cdot N_{SPT}^{-1.4}$ = indice di compressibilità

N_{SPT} = valore N_{SPT} medio su un tratto di spessore z_I al di sotto della fondazione, corretto nel caso dei terreni sabbioso-limosi sotto falda o dei terreni sabbioso-ghiaiosi in accordo a quanto riportato nel seguito

$$f_s = \left(\frac{1.25 \cdot \frac{L}{B}}{\frac{L}{B} + 0.25} \right)^2 = \text{coefficiente di forma}$$

$$f_h = \frac{H}{z_I} \cdot \left(2 - \frac{H}{z_I} \right) = \text{coefficiente per presenza di uno strato incompressibile alla profondità } H < z_I \text{ dal}$$

piano di imposta della fondazione

$$f_t = \left[1 + R_3 + R \cdot \log\left(\frac{t}{3}\right) \right] = \text{coefficiente per tenere conto dei cedimenti differiti nel tempo ("creep")}$$

t = tempo a partire dall'applicazione del carico (> 3 anni) espresso in anni

R_3 = costante pari a 0.3 nel caso di carichi statici e a 0.7 nel caso di carichi ciclici

R = costante pari a 0.2 nel caso di carichi statici e pari a 0.8 nel caso di carichi ciclici

z_I = profondità significativa espressa in m, valutabile come segue:

se i valori N_{SPT} sono crescenti o costanti con la profondità

se i valori N_{SPT} decrescono con la profondità, z_I è pari a 2·B.

Con riferimento alle azioni riportate al paragrafo 15 ed in accordo alla relazione di calcolo strutturale citata tra i riferimenti, si stima un carico sulle fondazioni pari a circa 130 kPa.

TITOLO:

SLA9

CALCOLO CEDIMENTI - Metodo Burland & Burbidge

Il metodo di Burland & Burbidge (1985) è riconducibile all'applicazione delle seguenti espressioni:

$$s_{if} = f_s \cdot f_h \cdot f_t \cdot \left[\sigma'_{vmax} \cdot B^{0.7} \cdot \frac{l_c}{3} + (q' - \sigma'_{vmax}) \cdot B^{0.7} \cdot l_c \right] \quad \text{per } q' > \sigma'_{vmax}$$

$$s_{if} = f_s \cdot f_h \cdot f_t \cdot \left[q' \cdot B^{0.7} \cdot \frac{l_c}{3} \right] \quad \text{per } q' \leq \sigma'_{vmax}$$

stf = cedimento

3 mm

q' = pressione efficace esercitata sul terreno dalla fondazione

130 kPa

σ_{vmax}' = pressione verticale efficace massima subita dal terreno in passato alla quota di imposta della fondazione

108 kPa

B = dimensione minore della fondazione

6.6 m

L = dimensione maggiore della fondazione

26.5 m

l_c = indice di compressibilità

0.01

N_{SPT}calcolo = valore N_{SPT} di calcolo già corretto50 Colpi N_{SPT}

t = tempo a partire dall'applicazione del carico (> 3 anni) espresso in anni

20 anni

z_l = profondità significativa

4.28 m

$$f_s = \frac{\left(\frac{1.25 \cdot L}{B} \right)^2}{\frac{L}{B} + 0.25} = \text{coefficiente di forma}$$

fs 1.38

$$f_h = \frac{H}{z_f} \cdot \left(2 - \frac{H}{z_f} \right) = \text{coefficiente che tiene conto della presenza di uno strato incompressibile alla profondità } H < z_l \text{ dal piano di imposta della fondazione}$$

$$f_t = \left[1 + R_3 + R \cdot \log \left(\frac{t}{3} \right) \right] = \text{coefficiente per tenere conto dei cedimenti differiti nel tempo ("creep")}$$

fh 1.00

ft 1.46

Nel caso di terreni sabbioso-limosi sotto falda e nel caso di terreni sabbioso-ghiaiosi i valori misurati di N_{SPT} da utilizzare nel calcolo risultano corretti come segue:

1. Terreni sabbioso-limosi con N_{SPT} < 15 colpi/30 cm

$$(N_{SPT})_{calcolo} = 15 + 0.5 \cdot (N_{SPT} - 15)$$

2. Terreni sabbioso-ghiaiosi

$$(N_{SPT})_{calcolo} = 1.25 \cdot N_{SPT}$$

Si farà inoltre riferimento ai suggerimenti proposti da Viggiani (1999) ed espressi nel grafico nella figura seguente, da utilizzare per stimare il rapporto w/q tra il cedimento atteso e la pressione sul piano di posa delle fondazioni, al variare della larghezza B della fondazione nastriforme.

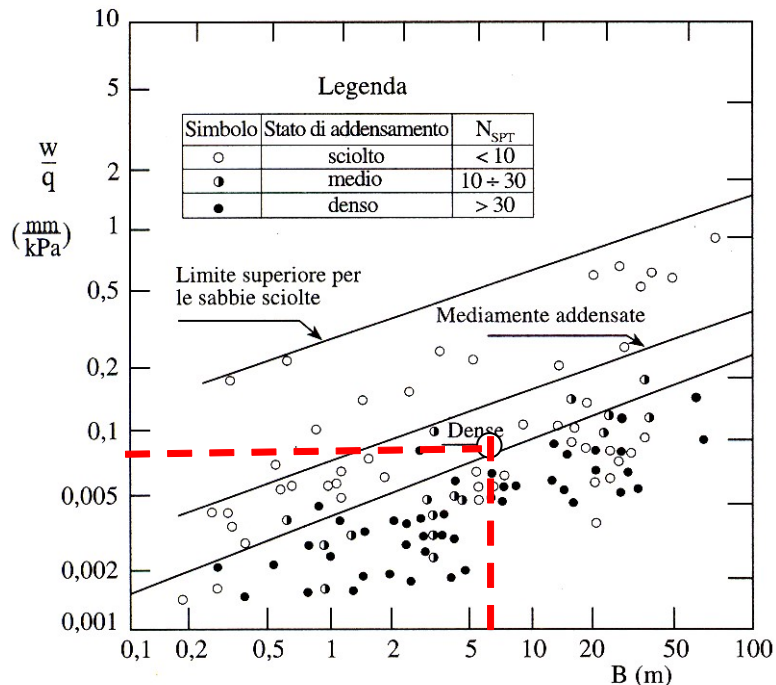


Figura 13-1 Cedimenti osservati per fondazioni su sabbie di vario addensamento (Burland et al. 1977)
 (figura tratta da Viggiani (1998))

Per una larghezza equivalente di lato pari a circa 6.6 m, si stima, in questo caso $w/q \cong 0.02$ [mm/kPa].

Con riferimento ad una pressione media dell'ordine di 130 kPa, il cedimento medio stimato, in questo caso, sarà pari a:

$$w = (130 \text{ kPa}) \cdot (0.02 \text{ mm/kPa}) \cong 2.6 \text{ mm}$$

In conclusione, il cedimento atteso si attesta attorno a 3 millimetri. Tale valore è da ritenersi accettabile.

Per la stima della costante di sottofondo (costante di Winkler) da introdurre nei calcoli strutturali, si può ancora fare riferimento alle indicazioni sopra ricordate, dalle quali si ottiene

$$K_v = (w/q)^{-1} = (0.002 \cdot 10^{-3})^{-1} \sim 500000 \text{ kPa/m}$$

Si osserva che tale valore, di fatto convenzionale e mirato essenzialmente alla valutazione di una costante d'interazione di sottofondo trasversale, non tiene conto del cedimento complessivo subito dall'opera in quanto interferente con i rilevati. Pertanto, ai fini del calcolo della platea del manufatto, si ritiene tuttavia opportuno adottare anche un valore decisamente minore, dell'ordine di 5000 kN/m³, considerando di volta in volta l'ipotesi più gravosa a seconda del tipo di azione interna da valutare: ad esempio, ove si voglia massimizzare i momenti flettenti in campata fra i punti di scarico delle azioni verticali, si dovrà includere nel calcolo il limite inferiore della costante di Winkler.

14. CALCOLO DELLE SPINTE SUI MURI

14.1. Criteri generali

In generale occorre considerare, di volta in volta, le spinte più appropriate a seconda della deformabilità della parete.

Nel caso di muri per i quali si possano accettare significative deformazioni, è possibile assumere, sia in condizioni statiche sia in condizioni sismiche, un regime di spinte attive. Altrimenti è in genere necessario assumere condizioni di spinta a riposo.

In presenza di sisma, è consentito l'approccio pseudo-statico, secondo il quale il complesso muro + terreno mobilitato è pensato soggetto ad un'accelerazione sismica uniforme avente le seguenti componenti

$$\text{Orizzontale} = k_h g \qquad \text{Verticale} = k_v g = \pm 0.5 k_h g$$

Come nel caso statico, anche in condizioni sismiche è necessario distinguere tra:

- muri indeformabili;
- muri deformabili;
- muri molto deformabili;

Nella prima classe di muri (**muri indeformabili**) possono essere inclusi i manufatti aventi pareti adeguatamente contrastate, quali, ad esempio, gli scatolari. In questo caso è opportuno adottare spinte sismiche secondo la teoria di Wood (1973), come meglio indicato nel 14.1.6§, assumendo

$$\text{(SLV)} \quad k_h = a_{\max}/g \qquad \text{in questo caso} \qquad k_h = 0.270$$

Nella categoria dei **muri deformabili** si possono includere le pareti sufficientemente deformabili grazie alla loro snellezza ma tuttavia sostanzialmente vincolate, in qualche modo, ad altre strutture, come ad esempio le pareti di manufatti a U. In questo caso potranno essere considerate spinte comprese tra valori a riposo e attive, in ragione della deformabilità. Queste ultime (sismiche attive) saranno valutate assumendo

$$\text{(SLV)} \quad k_h = \beta_m \cdot a_{\max}/g, \text{ con } \beta_m=1 \qquad \text{in questo caso} \qquad k_h = (1) \cdot (0.270) = 0.270$$

Nella categoria dei **muri molto deformabili** per i quali possono essere ipotizzati significativi spostamenti relativi tra muro e terreno, si possono includere, ad esempio, i muri di sostegno fondati su fondazioni dirette. In questo caso si assumeranno certamente spinte attive, da valutarsi, introducendo nel caso sismico un coefficiente β_m in accordo con la Tabella 7.11.II di NTC2008.

$$\text{(SLV)} \quad k_h = \beta_m \cdot a_{\max}/g \quad (\beta_m \text{ da Tab 7.11.II})$$

$$\text{in questo caso } \beta_m = 0.31, \text{ quindi } k_h = (0.31) \cdot (0.270) = 0.0837$$

Seguono ora criteri generali di valutazione delle spinte, applicabili a geometrie ordinarie. Nel caso di geometrie complesse, quali muri di sottoscarpa, caratterizzati da un profilo del rilevato non piano è tuttavia raccomandabile ricorrere a metodi più generali.

14.1.1. Spinte attive in condizioni statiche

Ad una generica profondità z , nel caso di terreno puramente granulare, lo sforzo orizzontale totale $\sigma_A(z)$ sulla parete è dato da:

$$\sigma_A(z) = K_A \cdot [\sigma_v(z) - u(z)] + u(z) \quad (14-1)$$

In cui

$\sigma_v(z)$ = sforzo verticale totale alla generica profondità, ossia il peso della colonna di terreno e di acqua soprastante la quota z .

$u(z)$ = pressione dell'acqua alla generica profondità

Il coefficiente di spinta attiva K_A può, in genere, essere assunto pari a

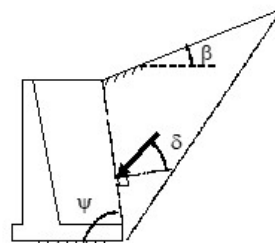
$$K_A = \tan^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\phi}{2}\right) \quad (14-2)$$

È possibile, tuttavia, mettere in conto l'angolo d'attrito δ tra terra e muro, assumendo quindi che la spinta sia inclinata, rispetto alla normale alla superficie di contatto tra muro e terreno, di un angolo δ .

In questo caso il coefficiente di spinta attiva può essere valutato con le note formule derivate dalla teoria di Coulomb e sviluppate da Muller-Breslau.

CONDIZIONI DI SPINTA ATTIVA Teoria di Coulomb

$$K_A = \frac{\sin^2(\psi + \phi)}{\sin^2\psi \sin(\psi - \delta) \left[1 + \frac{\sin(\phi + \delta) \sin(\phi - \beta)}{\sin(\psi - \delta) \sin(\psi + \beta)} \right]^2}$$



(14-3)

Operando nell'ambito del metodo agli stati limite, nelle formule precedenti, va introdotto l'angolo d'attrito di calcolo, cioè $\tan(\phi_d) = \tan(\phi_k) / \gamma_\phi$ se si opera nell'ambito di una combinazione GEO (ad esempio A2+M2+R2).

14.1.2. Spinte passive in condizioni statiche

Analogamente al caso attivo, si può porre

$$\sigma_p(z) = K_p \cdot [\sigma_v(z) - u(z)] + u(z) \quad (14-4)$$

In cui il coefficiente di spinta passiva dipende dall'attrito terra-muro. Si raccomanda di desumere K_p dalla **Figura 14-1**.

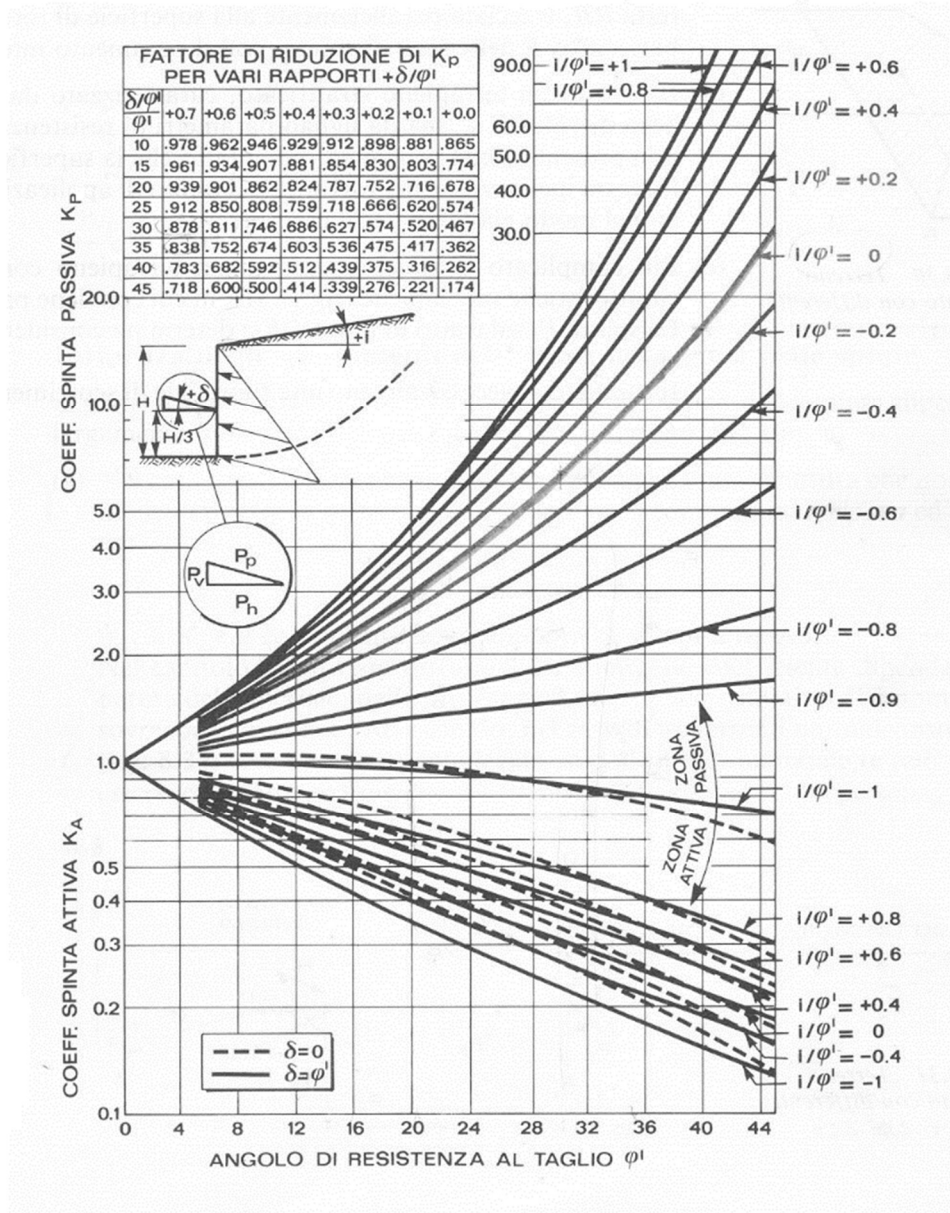


Figura 14-1: abaco per il calcolo di K_A e K_p (condizioni statiche)

14.1.3. Spinte a riposo

Ad una generica profondità z , nel caso di terreno puramente granulare, lo sforzo orizzontale totale $\sigma_0(z)$ sulla parete è dato da:

$$\sigma_0(z) = K_0 \cdot [\sigma_v(z) - u(z)] + u(z) \quad (14-5)$$

In cui, nel caso di piano campagna orizzontale, il coefficiente di spinta a riposo K_0 se non diversamente definito, essere assunto pari a

$$K_0 = (1 - \sin(\phi)) \cdot \sqrt{\text{OCR}} \quad (14-6)$$

Con $\text{OCR} = \text{GSC} =$ grado di sovraconsolidazione.

In questo caso, pur operando secondo un approccio agli SLU, in una combinazione A2+M2+R2, K_0 può essere valutato sempre con riferimento all'angolo d'attrito caratteristico ϕ_k .

14.1.4. Spinte attive in condizioni sismiche

Nell'ambito dell'approccio pseudo-statico, il complesso muro + terreno mobilitato è pensato soggetto ad un'accelerazione sismica uniforme avente le seguenti componenti

$$\text{Orizzontale} = k_h \cdot g \quad \text{Verticale} = k_v \cdot g$$

La spinta totale attiva su un paramento di altezza pari ad H è data da:

$$E_d = \frac{1}{2} \gamma^* (1 \pm k_v) K_{A,E} H^2 + E_{ws} + E_{wd} \quad (14-7)$$

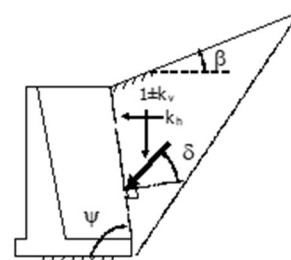
Il primo termine è la spinta attiva dovuta allo scheletro solido, il secondo termine E_{ws} è la risultante delle pressioni idrostatiche ed il terzo E_{wd} è la risultante delle sovrappressioni interstiziali.

I coefficienti di spinta attiva sono dati dalle seguenti espressioni (Mononobe & Okabe, nel seguito M-O):

CONDIZIONI DI SPINTA ATTIVA – Teoria di M-O

$$\beta \leq \phi - \theta: \quad K_{A,E} = \frac{\text{sen}^2(\psi + \phi - \theta)}{\cos\theta \text{sen}^2\psi \text{sen}(\psi - \theta - \delta) \left[1 + \sqrt{\frac{\text{sen}(\phi + \delta) \text{sen}(\phi - \beta - \theta)}{\text{sen}(\psi - \theta - \delta) \text{sen}(\psi + \beta)}} \right]^2}$$

$$\beta > \phi - \theta: \quad K_{A,E} = \frac{\text{sen}^2(\psi + \phi - \theta)}{\cos\theta \text{sen}^2\psi \text{sen}(\psi - \theta - \delta)}$$



(14-8)

Operando nell'ambito del metodo agli stati limite, nelle formule precedenti, va introdotto l'angolo d'attrito di calcolo, cioè $\tan(\phi_d) = \tan(\phi_k) / \gamma_\phi$ se si opera nell'ambito di una combinazione GEO (ad esempio A2+M2+R2).

A seconda della definizione del peso specifico γ^* del cuneo e dell'angolo θ definito come l'angolo, rispetto alla verticale, fra le azioni esterne orizzontali e quelle verticali agenti sul cuneo di spinta

di volume V , l'espressione generale può essere utilizzata per tre diverse condizioni nelle quali può trovarsi il rilevato.

Rilevato asciutto

Non c'è alcuna azione dovuta all'acqua: corrisponde alla configurazione originale ipotizzata da M-O. Come peso specifico γ^* si deve assumere il peso secco γ_d ; la forza orizzontale F_h è pari alla massa del terreno moltiplicata per l'accelerazione orizzontale mentre la forza verticale F_v è il peso del cuneo incrementato o decrementato dall'accelerazione sismica verticale; quindi:

$$\gamma^* = \gamma_d$$

$$\tan \theta = \frac{k_h}{1 \pm k_v}$$

$$E_{ws} = E_{wd} = 0$$

Rilevato saturo a grana fine (dinamicamente impervio: $k < 5 \cdot 10^{-4}$ m/s)

In sostanza si assume che l'acqua, imprigionata negli interstizi, si muova insieme con il terreno: l'accelerazione sismica agirà quindi sulla massa complessiva (terreno+acqua) del cuneo, pari a $V \cdot \gamma_{sat}$. Si ammette che le pressioni interstiziali non subiscano variazioni ai fini del calcolo delle azioni sulla parete. In questo caso l'equilibrio limite del cuneo è fatto al netto della risultante delle azioni idrostatiche e quindi, nelle formule generali, si assumerà:

$$\gamma^* = \gamma'$$

$$\tan \theta = \frac{\gamma_{sat}}{\gamma'} \frac{k_h}{1 \pm k_v}$$

Alla spinta efficace dovrà essere aggiunta la spinta idrostatica dell'acqua, mentre, per ipotesi, la componente idrodinamica non può svilupparsi. Quindi:

$$E_{ws} = \frac{1}{2} \gamma_w H^2$$

$$E_{wd} = 0$$

Rilevato saturo a grana grossa (dinamicamente permeabile: $k \geq 5 \cdot 10^{-4}$ m/s)

Si ammette che l'acqua negli interstizi possa muoversi liberamente, indipendentemente dalle deformazioni subite dal terreno: l'accelerazione sismica agirà quindi sulla massa della sola parte solida del cuneo, pari a $V \cdot \gamma_d$. L'equilibrio limite del cuneo è fatto al netto della risultante delle pressioni interstiziali e quindi, nelle formule generali, si assumerà:

$$\gamma^* = \gamma'$$

$$\tan \theta = \frac{\gamma_d}{\gamma'} \frac{k_h}{1 \pm k_v}$$

In questo caso dovranno essere aggiunte sia la spinta idrostatica sia la sovraspinta idrodinamica della stessa acqua di falda.

$$E_{ws} = \frac{1}{2} \gamma_w H^2$$

$$E_{wd} = \frac{7}{12} k_h \gamma_w H'^2 \quad \text{con } H' = \text{altezza della freatica dal piede del muro.}$$

Rilevato parzialmente immerso

Ebeling e Morrison (1992) indicano il modo per utilizzare, anche in questo caso, le equazioni di

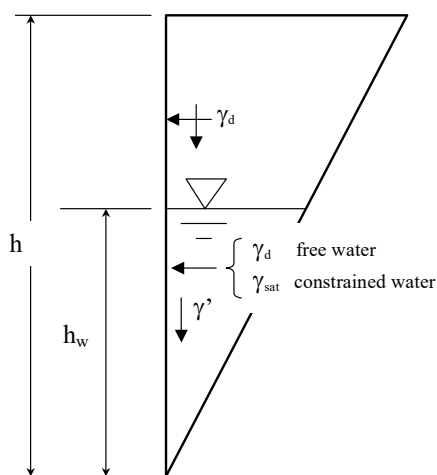


Figura 14-2: terrapieno parzialmente immerso.

M-O: sostanzialmente questo caso può essere assimilato a quello di un terrapieno completamente immerso omogeneo, avente un peso specifico equivalente. Per calcolare la risultante delle spinte, si potrà operare come segue. Si definiscono i pesi specifici medi da associare rispettivamente alla componente efficace verticale ed alla componente laterale

$$\gamma_V^* = \left(\frac{h_w}{h} \right)^2 \cdot \gamma' + \left[1 - \left(\frac{h_w}{h} \right)^2 \right] \cdot \gamma_d$$

$$\gamma_H^* = \begin{cases} \gamma_d & \text{se terreno din. permeabile} \\ \left(\frac{h_w}{h} \right)^2 \cdot \gamma_{sat} + \left[1 - \left(\frac{h_w}{h} \right)^2 \right] \cdot \gamma_d & \text{se terreno din. impervio} \end{cases}$$

Definendo

$$\tan \theta = \frac{\gamma_H^*}{\gamma_V^*} \frac{k_h}{1 - k_v}$$

si applicherà poi la (14-7) calcolando i coefficienti di spinta tramite le (14-8) e ponendo $\gamma^* = \gamma_V^*$.

Punto di applicazione delle spinte attive sismiche

Considerato che la spinta attiva complessiva è in generale composta da tre termini, occorre calcolare il punto di applicazione di ognuno di essi

1. **Componente associata allo scheletro solido:** è possibile operare come segue

- si calcola la spinta attiva in condizioni statiche ($S_{A,S}$)
- si calcola la quota parte efficace di spinta sismica E_d dovuta alla terra:

$$S_{A,E} = \frac{1}{2} \gamma^* (1 \pm k_v) K_{A,E} H^2$$

Nel caso di terreno eterogeneo, la spinta attiva è calcolata considerando la variabilità di $K_{A,sismico}$. Nel caso di terreno omogeneo ma parzialmente in falda, si suggerisce di adottare l'approccio sopra indicato, piuttosto che introdurre diversi valori dei coefficienti di spinta.

- c) si calcola l'incremento di spinta dovuto alla terra in caso di sisma (componente efficace):

$$\Delta S_A = S_{A,E} - S_{A,S}$$

- d) Nel caso di muri che possano ruotare alla base, si può considerare che tale incremento abbia una risultante nello stesso punto della risultante delle spinte statiche
- e) Negli altri casi si può assumere che tale azione si distribuisca uniformemente sulla parete, il che equivale ad applicare un carico uniformemente distribuito pari a:

$$q = \Delta S_A / H$$

2. **Componente idrostatica:** è applicata come nel caso statico

3. **Componente idrodinamica (E_{wd}):** se esiste, è applicata considerando la seguente distribuzione di pressioni:

$$q_{wd}(z) = \pm \frac{7}{8} k_h \gamma_w \sqrt{H} \cdot z \quad \text{con } z \text{ quota del generico punto rispetto la base della parete.}$$

14.1.5. Spinte passive in condizioni sismiche

In questo caso l'utilizzo delle equazioni di M-O è raccomandato solo nel caso in cui si voglia ignorare l'attrito tra terra e muro. Negli altri casi si raccomanda piuttosto di utilizzare relazioni basate sull'ipotizzare superficie di scivolamento curve, tra le quali si può citare la formulazione di Lancellotta (2007).

Il coefficiente di spinta passiva, in questo caso, per un muro verticale, è dato dalla seguente espressione:

$$K_{P,E} = \left[\frac{\cos \delta}{\cos(\beta - \theta) - \sqrt{\sin^2 \phi - \sin^2(\beta - \theta)}} \times \left(\cos \delta + \sqrt{\sin^2 \phi - \sin^2 \delta} \right) \right] \cdot e^{2\alpha \tan(\phi)} \quad (14-9)$$

$$2\alpha = \arcsin\left(\frac{\sin \delta}{\sin \phi}\right) + \arcsin\left(\frac{\sin(\beta - \theta)}{\sin \phi}\right) + \delta + (\beta - \theta) + 2\theta$$

Con θ valutato come nel caso attivo, a seconda delle condizioni del terreno nei riguardi della falda. Nella Tabella 14-1, si riportano valori di K_{PE} calcolati con questa teoria, nel caso di muro verticale terrapieno orizzontale e con componente sismica verticale nulla ($k_v=0$). La componente orizzontale del coefficiente di spinta passiva sarà calcolata utilizzando i valori della tabella moltiplicati per $\cos(\delta)$.

		$\delta/\phi = 0$								
$\phi \rightarrow$	k_h	24°	26°	28°	30°	32°	34°	36°	38°	40°
0		2.37	2.56	2.77	3	3.25	3.54	3.85	4.2	4.6
0.1		2.19	2.38	2.58	2.8	3.05	3.32	3.63	3.97	4.35
0.2		1.97	2.15	2.34	2.56	2.8	3.06	3.36	3.69	4.06
0.3		1.69	1.87	2.06	2.27	2.5	2.76	3.04	3.36	3.71
0.4		1.31	1.52	1.73	1.94	2.17	2.42	2.69	3	3.34

		$\delta/\phi = 1/3$								
$\phi \rightarrow$	k_h	24°	26°	28°	30°	32°	34°	36°	38°	40°
0		2.85	3.15	3.49	3.89	4.34	4.87	5.49	6.22	7.09
0.1		2.63	2.92	3.25	3.63	4.07	4.58	5.17	5.87	6.71
0.2		2.36	2.64	2.95	3.31	3.73	4.22	4.78	5.45	6.25
0.3		2.02	2.3	2.6	2.94	3.34	3.8	4.34	4.97	5.72
0.4		1.57	1.87	2.18	2.51	2.89	3.33	3.84	4.44	5.14

		$\delta/\phi = 1/2$								
$\phi \rightarrow$	k_h	24°	26°	28°	30°	32°	34°	36°	38°	40°
0		3.05	3.4	3.81	4.29	4.85	5.5	6.29	7.23	8.38
0.1		2.82	3.16	3.55	4.01	4.54	5.17	5.92	6.83	7.93
0.2		2.53	2.85	3.22	3.66	4.16	4.76	5.48	6.34	7.39
0.3		2.17	2.48	2.84	3.25	3.73	4.29	4.97	5.78	6.77
0.4		1.68	2.02	2.38	2.77	3.23	3.76	4.4	5.16	6.08

		$\delta/\phi = 2/3$								
$\phi \rightarrow$	k_h	24°	26°	28°	30°	32°	34°	36°	38°	40°
0		3.22	3.62	4.08	4.63	5.28	6.06	7	8.15	9.57
0.1		2.98	3.36	3.8	4.33	4.95	5.7	6.6	7.7	9.06
0.2		2.67	3.03	3.45	3.95	4.54	5.25	6.1	7.15	8.44
0.3		2.29	2.64	3.04	3.51	4.06	4.73	5.53	6.51	7.73
0.4		1.78	2.15	2.55	3	3.52	4.15	4.9	5.81	6.95

Tabella 14-1: coefficienti di spinta passiva K_{PE} (Lancellotta (2007)), al variare dell'accelerazione orizzontale, con accelerazione verticale nulla.

14.1.6. Sovraspinte sismiche per muri non in grado di spostarsi

In questo caso l'utilizzo delle equazioni di M-O non è raccomandato. Le spinte delle terre, sono calcolate in regime di spinta a riposo che comporta il calcolo delle spinte sismiche in tali condizioni; l'incremento dinamico di spinta del terreno può essere quindi calcolato attraverso la nota formulazione di Wood (1973) come:

$$\Delta P_d = S \cdot a_g / g \cdot \gamma \cdot h_{tot}^2 = a_{max} / g \cdot \gamma \cdot h_{tot}^2$$

Con h_{tot} = altezza del muro.

Questa spinta è applicata come una distribuzione uniforme lungo l'altezza h_{tot} .

Nel caso di scatolare, si assumerà $\gamma = 20 \text{ kN/m}^3$ = peso di volume del materiale compattato del rilevato.

Il punto di applicazione della spinta che interessa lo scatolare è posto $h_{scat}/2$, con "h_{tot}" altezza dalla fondazione dello scatolare al piano stradale e h_{scat} l'altezza dello scatolare.

Essendo "ΔP_d" la risultante globale, ed il diagramma di spinta di tipo rettangolare, è immediato ricavare la quota parte della spinta che agisce sul piedritto dello scatolare.

L'azione sismica è rappresentata da un insieme di forze statiche orizzontali e verticali, date dal prodotto delle forze di gravità per i coefficienti sismici in precedenza definiti, di cui la componente verticale è considerata agente verso l'alto o verso il basso, in modo da produrre gli effetti più sfavorevoli.

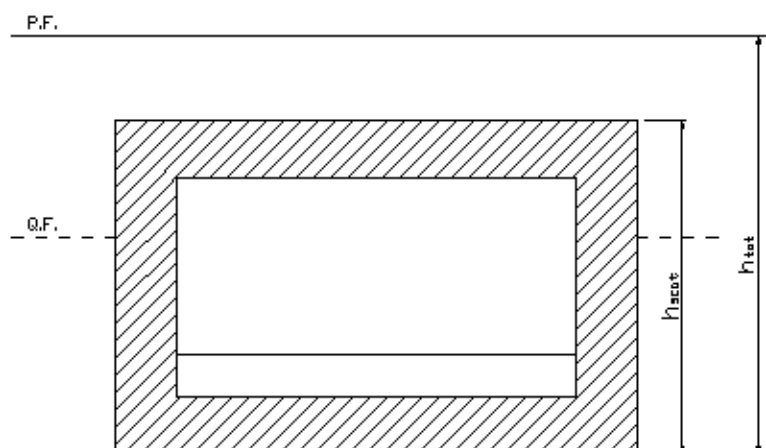


Figura 14-3

14.1.7. Calcolo allo stato limite di muri

Le verifiche di tipo geotecnico (GEO) e (STRU) devono essere svolte in accordo con la normativa vigente, di regola secondo gli approcci indicati nelle due seguenti tabelle.

Nelle verifiche lato terreno (GEO) dovranno essere assunti i parametri geotecnici elencati nel capitolo 9 di questa relazione.

Nel calcolo della capacità portante alla base di muri di sostegno (quali ad esempio muri a mensola) si ricorrerà alle formule riportate nel cap.12, utilizzando tuttavia un coefficiente $\gamma_R=1$ piuttosto che 1.80.

Nel caso in cui si rendesse necessario, per l'equilibrio alla traslazione, mettere in conto la resistenza passiva mobilita grazie all'introduzione di indentamenti o similari, si potranno adottare i valori dei coefficienti di spinta passiva suggeriti nel §14.1.2, opportunamente ridotti secondo quanto indicato dalle NTC2008.

Per il progetto delle resistenze strutturali (armature) occorre considerare le azioni derivanti da una combinazione A1+M1+R1 in cui i parametri geotecnici del terreno non sono abbattuti da coefficienti di sicurezza parziali.

Approccio	COMB	Verifiche	Azioni (A)	Parametri geotecnici (M)			Resistenze (R)	
				tan (ϕ)	c'	S _u		
Approccio 1	COMB 1	Verifiche strutturali (STR)	Rilevato	$\gamma_F = \gamma_{G1} = 1.30$	$\gamma_\phi = 1$	$\gamma_{c'} = 1$	$\gamma_{cu} = 1$	$\gamma_R = 1$
			Sovraccarico	$\gamma_F = \gamma_{Q1} = 1.50$				
	Terreno di Fondazione		$\gamma_F = \gamma_{G1} = 1.00$	$\gamma_\phi = 1$	$\gamma_{c'} = 1$	$\gamma_{cu} = 1$	$\gamma_R = 1$	
	Peso Muro		$\gamma_F = \gamma_{G1} = 1.00$					
Approccio 2	COMB 2	scorrimento e capacità portante (GEO)	Rilevato	$\gamma_F = \gamma_{G1} = 1.00$	$\gamma_\phi = 1.25$	$\gamma_{c'} = 1.25$	$\gamma_{cu} = 1$	$\gamma_R = 1$
			Sovraccarico	$\gamma_F = \gamma_{Q1} = 1.30$				
	Terreno di Fondazione		$\gamma_F = \gamma_{G1} = 1.00$	$\gamma_\phi = 1.25$	$\gamma_{c'} = 1.25$	$\gamma_{cu} = 1$	$\gamma_R = 1$	
	Peso Muro		$\gamma_F = \gamma_{G1} = 1.00$					
Approccio 2	A1+M1+R3	scorrimento e capacità portante (GEO)	Rilevato	$\gamma_F = \gamma_{G1} = 1.30$	$\gamma_\phi = 1$	$\gamma_{c'} = 1$	$\gamma_{cu} = 1$	$\gamma_R = 1.4$
			Sovraccarico	$\gamma_F = \gamma_{Q1} = 1.50$				
			Terreno di Fondazione	$\gamma_F = \gamma_{G1} = 1.00$	$\gamma_\phi = 1$	$\gamma_{c'} = 1$	$\gamma_{cu} = 1$	$\gamma_R = 1.4$
			Peso Muro	$\gamma_F = \gamma_{G1} = 1.00$				
EQU		verifica a ribaltamento (EQU)	Rilevato	$\gamma_F = \gamma_{G1} = 1.10$	$\gamma_\phi = 1.25$	$\gamma_{c'} = 1.25$	$\gamma_{cu} = 1$	$\gamma_R = 1$
			Sovraccarico	$\gamma_F = \gamma_{Q1} = 1.50$				
			Terreno di Fondazione	Ininfluyente				
			Peso Muro	$\gamma_F = \gamma_{G1} = 0.90$				
Approccio 1	COMB 2	Stabilità globale	Rilevato	$\gamma_F = \gamma_{G1} = 1.00$	$\gamma_\phi = 1.25$	$\gamma_{c'} = 1.25$	$\gamma_{cu} = 1$	$\gamma_R = 1.1$
			Sovraccarico	$\gamma_F = \gamma_{Q1} = 1.30$				
			Terreno di Fondazione	$\gamma_F = \gamma_{G1} = 1.00$	$\gamma_\phi = 1.25$	$\gamma_{c'} = 1.25$	$\gamma_{cu} = 1$	$\gamma_R = 1.1$
			Peso Muro	$\gamma_F = \gamma_{G1} = 1.00$				

Note:

1. l'APPROCCIO 2 può essere omissso nel caso di muri dotati di ancoraggio al terreno
2. il coefficiente parziale γ_ϕ va applicato alla tangente dell'angolo d'attrito

Tabella 14-2 : approcci di calcolo agli SLU per muri di sostegno – combinazioni non sismiche

Approccio	COMB	Verifiche	Azioni (A)	Parametri geotecnici (M)			Resistenze (R)	
				tan (ϕ)	c'	S _u		
Approccio 1	COMB 1	VERIFICHE STRU	Rilevato	Tutti i coefficienti posti pari a 1	$\gamma_\phi = 1$	$\gamma_{c'} = 1$	$\gamma_{cu} = 1$	$\gamma_R = 1$
			Sovraccarico					
			Terreno di Fondazione		$\gamma_\phi = 1$	$\gamma_{c'} = 1$	$\gamma_{cu} = 1$	$\gamma_R = 1$
			Peso Muro					
Approccio 1	COMB 2	VERIFICHE GEO	Rilevato	Tutti i coefficienti posti pari a 1	$\gamma_\phi = 1.25$	$\gamma_{c'} = 1.25$	$\gamma_{cu} = 1$	$\gamma_R = 1$
			Sovraccarico					
			Terreno di Fondazione		$\gamma_\phi = 1.25$	$\gamma_{c'} = 1.25$	$\gamma_{cu} = 1$	$\gamma_R = 1$
			Peso Muro					

Tabella 14-3 : approcci di calcolo agli SLU per muri di sostegno – caso sismico

15. VERIFICHE DI RESISTENZA ALLO STATO LIMITE ULTIMO DEGLI SCATOLARI E DEI MURI AD U

Nel complesso la generica sezione trasversale del manufatto deve essere verificata per la concomitanza di azioni verticali, orizzontali e ribaltanti.

Trattandosi di norma di struttura interrata, ai fini del calcolo delle resistenze in gioco, si raccomanda di operare in accordo con quanto delineato nel seguito, al fine di assicurare schemi coerenti con le resistenze in gioco e, nel contempo, evitare assunzioni eccessivamente gravose oltreché irrealistiche.

Si consideri il seguente schema in cui sono indicate le azioni mobilitanti e quelle resistenti (in rosso):

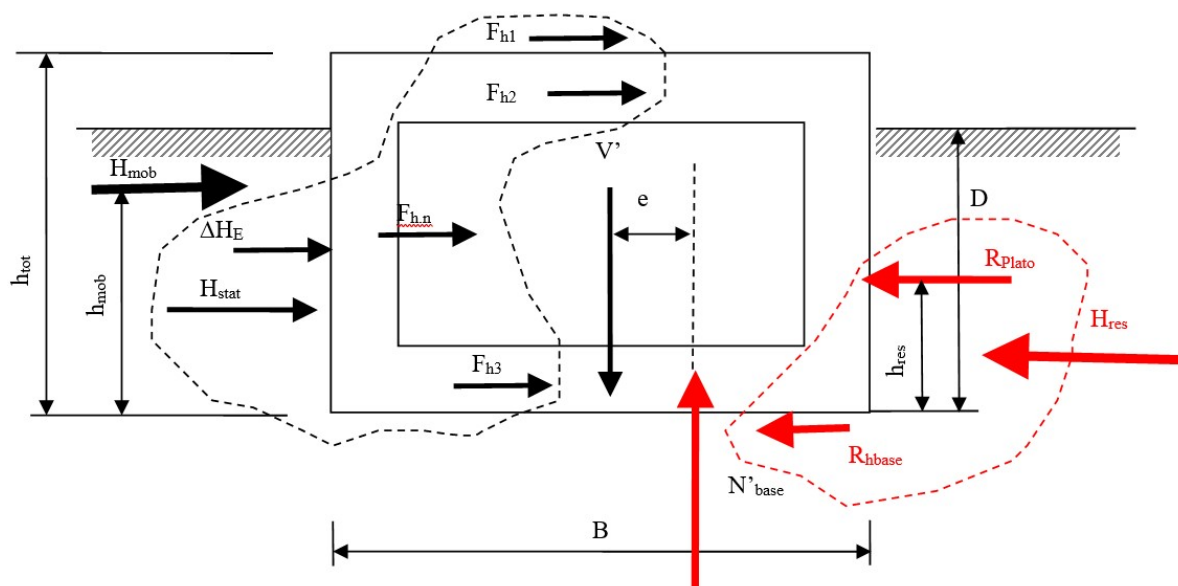


Figura 15-1

Sia

$V' = N'_{base}$ = risultante delle azioni verticali, al netto dell'eventuale sottospinta dell'acqua e comprensiva dell'eventuale componente verticale dell'accelerazione sismica

H_{stat} = risultante delle spinte efficaci del terreno in condizioni statiche, mobilitanti (da un lato)

ΔH_E = risultante delle sovra spinte sismiche (da un lato, mobilitanti)

F_{h1}, \dots, F_{hn} = azioni orizzontali esterne mobilitanti applicate al manufatto, tra le quali, in caso sismico, l'azione inerziale data dalla massa del manufatto moltiplicata per l'accelerazione sismica orizzontale

$R_{h,base}$ = resistenza offerta dalla base, che può essere calcolata come il minimo tra l'azione possibile per attrito e la massima azione orizzontale compatibile con la richiesta di capacità portante della fondazione soggetta ad un'azione V' , ad un'eccentricità dei carichi dovuta a tutte le azioni orizzontali, corrispondente ad un rapporto fra azione orizzontale ed azione verticale $H/V = R_{h,base} / V'$ (vedi in seguito)

$R_{p,lato}$ = resistenza laterale offerta dal rinterro lato resistente, necessaria affinché l'equilibrio sia rispettato

Si potrà procedere come segue:

STEP 1. Si determinano, per la combinazione di interesse, V' , H_{stat} , ΔH_E , ΣF_{hi} ,

STEP 2. Si calcola la risultante delle azioni orizzontali mobilizzanti e delle azioni orizzontali resistenti, ed i relativi momenti rispetto alla base:

$$H_{mob} = H_{stat} + \Delta H_E + \Sigma F_{hi} \qquad M_{mob} = H_{mob} \cdot h_{mob}$$

$$H_{res} = R_{h,base} + R_{p,lato} \qquad M_{res} = R_{p,lato} \cdot h_{res}$$

ove, per l'equilibrio, dovrà essere

$$H_{mob} = H_{res} \qquad M = M_{mob} - M_{res}$$

In linea di principio, quindi, è solo possibile conoscere la somma H_{res} delle resistenze, ma non i due addendi, che potranno essere espressi nel seguente modo

$$R_{h,base} = \alpha \cdot H_{mob}$$

$$R_{p,lato} = (1 - \alpha) \cdot H_{mob}$$

$$M = H_{mob} \cdot h_{mob} - (1 - \alpha) \cdot H_{mob} \cdot h_{res}$$

$$\text{con } 0 \leq \alpha \leq 1$$

STEP 3. Inizialmente si può ipotizzare che $R_{p,lato} = H_{stat}$, ossia che la risultante complessiva delle spinte del terreno statiche sia nulla; da cui $\alpha = 1 - (H_{stat} / H_{mob})$. Questa assunzione è coerente con il fatto che, inizialmente, si assume che l'incremento di azioni orizzontali determini un incremento di reazione alla base, piuttosto che mobilitare un incremento di spinta del cuneo di terreno "passivo"

STEP 4. Si calcola, per il rapporto $R_{h,base} / V' = \alpha \cdot H_{mob} / V'$, e l'eccentricità "e" = M/V' , la capacità portante della fondazione, con le equazioni riportate nel cap.12; se tale capacità portante è inferiore a quella minima richiesta, si riduce $R_{h,base}$ (α) fino ad ottenere una capacità portante uguale a quella richiesta; chiamiamo $R_{h,max}$ il massimo valore possibile affinché sia garantita la capacità portante ($R_{h,max} \leq R_{h,base}$) e α_{max} il valore di α corrispondente a $R_{h,max}$

STEP 5. La resistenza offerta dalla fondazione sarà quindi pari a

$$R_{h,base} = \min (R_{h,max}; \mu_d V') \text{ con } \mu_d = \text{coeff. d'attrito alla base, di progetto}$$

$$\alpha = \min (R_{h,max}; \mu_d V') / H_{mob} = \min (\alpha_{max} ; \mu_d V' / H_{mob})$$

Una volta concluso, questo processo fornisce la resistenza minima $R_{p,lato} = (1 - \alpha) \cdot H_{mob}$ che deve essere fornita dal rilevato assoggettato a spinte maggiori della spinta a riposo (rilevato a destra del manufatto, nella Figura 15-1.)

A questo punto è sufficiente verificare che $R_{p,lato}$ sia congruamente inferiore della resistenza passiva offribile dal rilevato stesso, in condizioni sismiche, resistenza da valutarsi con i valori di K_{PE} indicati in Tabella 14-1.

Quanto alla valutazione delle spinte statiche lato mobilitante (a sinistra nella Figura 15-1.) in linea di principio si potrebbe fare riferimento alle spinte attive (statiche e sismiche), trattandosi, in questo caso, di verifiche in condizioni di equilibrio limite. Tuttavia, a giudizio del Progettista, possono essere introdotti, in favore di sicurezza, i valori di spinta a riposo e di sovraspinta secondo il criterio di Wood.

Con riferimento alla Figura 15-1, per ogni combinazione di carico allo SLU è necessario disporre dei seguenti dati:

1. Geometria della sezione (h_{tot} , B, D)
2. Risultante V' dei carichi verticali al netto dell'eventuale sottospinta dell'acqua
3. Risultante di tutte le spinte mobilitanti (H_{mob}) e relativo braccio h_{mob}
4. Braccio della reazione lato cuneo "passivo" h_{res} che, in assenza di determinazioni più precise, può essere posto pari a $D/3$
5. Eventuale componente orizzontale e verticale dell'accelerazione sismica pseudo-statica

Si analizzano ora le diverse combinazioni e sezioni critiche.

15.1. Sezione tipica del manufatto scatolare del sottopasso della linea storica

Si esaminano le seguenti condizioni per il manufatto scatolare della linea storica:

- Quote:
 - Quota falda di progetto $\sim + 110.57$ m
 - Quota piano di campagna $\sim + 141.50$ m
 - Quota sotto fondazione $\sim + 133.32$ m
- Dimensioni manufatto
 - B = 6.60 m
 - H = 7.20 m
- Parametri geotecnici caratteristici
 - $\phi_k' = 35^\circ$ (vedi parametri capitolo 9 le fondazioni vanno posate sullo strato 2)
 - $\bar{\gamma} = \gamma' + \frac{z_w}{B'} \cdot (\gamma - \gamma') = 19$ kN/m³

- Coefficiente sismico
- $k_h = 0.270$ (vedi capitolo 10)

Per quanto riguarda la valutazione della resistenza passiva offerta dal rinfiango, si considerano i seguenti parametri medi:

- un peso specifico uniforme equivalente pari a 19 kN/m^3 in quanto il rilevato non è in falda
- $\phi_k' = 35^\circ$ (per terreno di riporto ben compattato)

Si noti che nella valutazione della resistenza passiva disponibile si è tenuto conto del sovraccarico equivalente ad uno spessore H_{ril} di rilevato stradale (inteso come profondità dal piano campagna) al di sopra della sommità del manufatto: con riferimento alla Figura 15-2, la spinta passiva è valutata come:

$$S_p = K_p \cdot \bar{\gamma} \cdot \left(\frac{h_{tot}^2}{2} + h_{tot} \cdot H_{ril} \right)$$

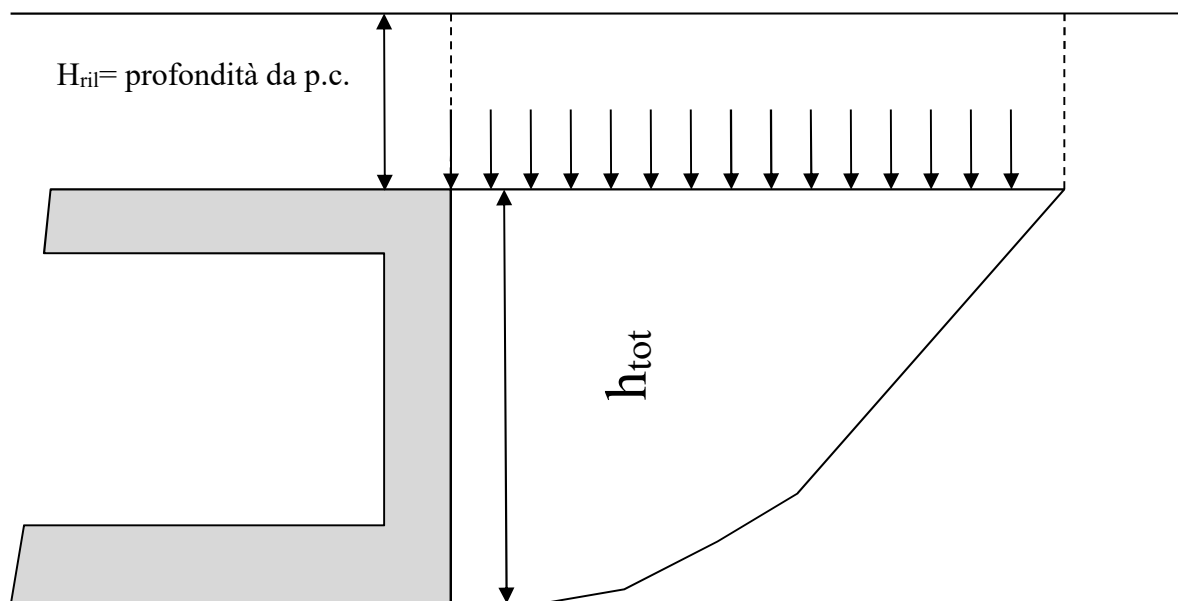


Figura 15-2: contributo del rilevato alla spinta passiva



Nelle pagine seguenti, in dettaglio, si analizzano le seguenti combinazioni in accordo con quanto riportato nella relazione di calcolo citata tra i riferimenti.

SCATOLARE

	H	V	M
SLU / SLV	kN/m	kN/m	kNm/m
SLU_GEO_7	240,05	970,98	879,24
SLV_GEO_3	479,88	548,96	1860,30
SLV_GEO_8	488,76	603,90	1899,08

max V
max M/V max H/V
max H max M

	H	V	M
SLE-CAR	kN/m	kN/m	kNm/m
CAR_11	197,93	859,99	834,36

max V max M max H max M/V max H/V

Nel seguito si riporta la verifica in base alle azioni sopra illustrate corrispondenti all'introduzione delle spinte del terrapieno a riposo e delle sovraspinte sismiche nell'ipotesi di manufatto rigido (Wood). Di fatto sono significative le sole combinazioni SLV, maggiormente gravose.

Come mostrato nella pagina seguente la verifica è soddisfatta, con una percentuale dell'azione orizzontale attribuita alla base pari al 48% ed una mobilitazione della resistenza passiva laterale pari al 16% di quella disponibile, aliquota accettabile.

Condizione	H'_{mob} kN/m	α (perc. azione orizzontale attribuita alla base)	Resistenza passiva mobilitata
SLVGEO3 (riposo + Wood)	479.88	48%	16%

Di seguito i calcoli nel dettaglio.



Doc. N.

Progetto
INOR

Lotto
12

Codifica Documento
E E2 RB SLA9 00 001

Rev.
A

Foglio
37 di 55

TITOLO: SLA9 - Sottopasso AV - SLVGEO3 - WOOD

CALCOLO FONDAZIONI DIRETTE - S.L.U. Secondo NTC 2008

strutture prevalentemente nastriformi - carichi orizzontali paralleli al lato minore

piano campagna sostanzialmente orizzontale

angolo d'attrito caratteristico ϕ'_k	35 °	0.6109 rad	
angolo d'attrito caratteristico ϕ'_k alla base	30 °	0.5236 rad	
coefficiente γ_ϕ	1.25		
coefficiente γ_R capacità portante	1.8	Approccio 1 - comb. 2	
coefficiente γ_R scorrimento	1.1	A2+M2+R2	
angolo d'attrito di design ϕ'_{d1}	29.26 °	0.5106 rad	$\tan(\phi'_{d1}) = 0.56$
angolo d'attrito di design $\phi'_{d base}$	24.79 °	0.4327 rad	$\mu_d = 0.46$
Dimensione minore B [m]	6.6 m	Dim maggiore L [m]	1.41E+01 m
Profondità da piano campagna D [m]	8.18 m		
q' = carico perm ai lati	147.2 kPa		
γ = peso specifico medio sotto la fondazione	18 kN/m ³		
k_h = accelerazione sismica [g]	0.27 g		
k_v = accelerazione sismica [g]	-0.135 g		
Risultante carichi verticali V'	548.96 kN/m		
Risultante carichi orizz. mobilit. H_{mob}	479.88 kN/m		
Braccio di H_{mob} h_{mob}	3.88 m		
Braccio reazione lato passivo h_{stab}	2.72 m		
coefficiente di ripartiz. Lato e base α	48%		
$R_{h,base} = \alpha \cdot H_{mob}$	230 kN/m		
$R_{p,lato} = (1 - \alpha) \cdot H_{mob}$	250 kN/m		
Resistenza complessiva laterale (somma)	480 kN/m		
M_{mob}	1862 kNm/m		
M_{res}	-679 kNm/m		
Momento ribaltante (somma)	1183 kNm/m		
eccentricità e	2.16 m		
Dimensione minore B_{eff} [m] (efficace)	2.29 m	(*) $B_{eff} = B - 2 \cdot e$ con e=eccentricità carico	
Rapporto B_{eff} / L	0.162364		
Rapporto D / B_{eff}	3.573095		

$Q_{Ed} = V' / B_{eff}$	239.79 kPa	sollecitazione
Rapporto $R_{h,base} / V'$ orizz/verticale	0.42	

calcolo capacità portante

	$N_{q,\gamma}$	$S_{q,\gamma}$	$d_{q,\gamma}$	$i_{q,\gamma}$	$\xi_{q,\gamma}$	$Z_{q,\gamma}$	Δq_{lim}	
contributo associato a q	16.92	1.02	1.38	0.31	1.00	0.79	⇒	862 kPa
contributo associato a γ	13.38	0.94	1.00	0.18	1.00	0.79	⇒	36 kPa
							somma	898 kPa

$Q_{u,d} = 897.85 / 1.8 = 499 \text{ kPa}$

approccio 1 - comb. 2 A2+M2+R2

Verifica a capacità portante alla base

$Q_{u,d} / Q_{Ed} =$	2.080	> 1 OK	} Minimo=	1.001
----------------------	-------	--------	-----------	-------

Verifica a scorrimento alla base

$(\mu_d \cdot V' / \gamma_{R,scorr}) / R_{h,base}$	1.001	> 1 OK
--	-------	--------

Verifica cuneo passivo

Resistenza richiesta al cuneo di valle	249.54	kN/m			
Resistenza possibile (input utente)	1591.10	kN/m			
Possibile / Richiesta	6.376	> 1 OK			
perc. spinta passiva richiesta	16%				
angolo d'attrito caratteristico per stima K_{pE}	35.00 °	0.6109 rad			
valore di design	29.26 °	0.5106 rad			
$\delta' \phi$	0.50				
peso medio cuneo passivo	19.00 kN/m ³				
Altezza cuneo passivo	7.20 m				
profondità da p.c	0.98 m				
f_i	0.5106 rad	delta	0.255 rad	beta	0 rad
k_h	0.27	k_v	-0.135	theta	0.3026 rad
alpha	0.2226 rad			K_{pE}	3.034
Spinta Passiva	1591.1				



Doc. N.

Progetto
INOR

Lotto
12

Codifica Documento
E E2 RB SLA9 00 001

Rev.
A

Foglio
38 di 55

TITOLO: SLA9 - Sottopasso AV - SLVGE08 - WOOD

CALCOLO FONDAZIONI DIRETTE - S.L.U. Secondo NTC 2008

strutture prevalentemente nastriformi - carichi orizzontali paralleli al lato minore

piano campagna sostanzialmente orizzontale

angolo d'attrito caratteristico ϕ'_k	35 °	0.6109 rad	
angolo d'attrito caratteristico ϕ'_k alla base	30 °	0.5236 rad	
coefficiente γ_ϕ	1.25		
coefficiente γ_R capacità portante	1.8	Approccio 1 - comb. 2	
coefficiente γ_R scorrimento	1.1	A2+M2+R2	
angolo d'attrito di design ϕ'_d	29.26 °	0.5106 rad	$\tan(\phi'_d) = 0.56$
angolo d'attrito di design ϕ'_d base	24.79 °	0.4327 rad	$\mu_d = 0.46$
Dimensione minore B [m]	6.6 m	Dim maggiore L [m]	1.41E+01 m
Profondità da piano campagna D [m]	8.18 m		
q' = carico perm ai lati	147.2 kPa		
γ = peso specifico medio sotto la fondazione	18 kN/m ³		
k_h = accelerazione sismica [g]	0.27 g		
k_v = accelerazione sismica [g]	-0.135 g		
Risultante carichi verticali V'	603.9 kN/m		
Risultante carichi orizz. mobilit. H_{mob}	488.76 kN/m		
Braccio di H_{mob} h_{mob}	3.88 m		
Braccio reazione lato passivo h_{stab}	2.72 m		
coefficiente di ripartiz. Lato e base α	51%		
$R_{h,base} = \alpha \cdot H_{mob}$	249 kN/m		
$R_{p,lato} = (1 - \alpha) \cdot H_{mob}$	239 kN/m		
Resistenza complessiva laterale (somma)	489 kN/m		
M_{mob}	1896 kNm/m		
M_{res}	-651 kNm/m		
Momento ribaltante (somma)	1245 kNm/m		
eccentricità e	2.06 m		
Dimensione minore B_{eff} [m] (efficace)	2.48 m		(*) $B_{eff} = B - 2 \cdot e$ con e=eccentricità carico
Rapporto B_{eff} / L	0.175667		
Rapporto D / B_{eff}	3.302513		

$Q_{Ed} = V' / B_{eff}$	243.81 kPa	sollecitazione
Rapporto $R_{h,base} / V'$ orizz/verticale	0.41	

calcolo capacità portante

	$N_{q,\gamma}$	$S_{q,\gamma}$	$d_{q,\gamma}$	$i_{q,\gamma}$	$\xi_{q,\gamma}$	$Z_{q,\gamma}$	\Rightarrow	Δq_{lim}		
contributo associato a q	16.92	1.03	1.37	0.31	1.00	0.79	\Rightarrow	879	kPa	
contributo associato a γ	13.38	0.93	1.00	0.18	1.00	0.79	\Rightarrow	40	kPa	
								somma	919	kPa

$Q_{u,d} = 918.96 / 1.8 = 511$ kPa

approccio 1 - comb. 2 A2+M2+R2

Verifica a capacità portante alla base

$Q_{u,d} / Q_{Ed} =$	2.094	> 1 OK	} Minimo=	1.017
Verifica a scorrimento alla base				
$(\mu_d \cdot V' / \gamma_{R,scorr}) / R_{h,base}$	1.017	> 1 OK		

Verifica cuneo passivo

Resistenza richiesta al cuneo di valle	239.49	kN/m
Resistenza possibile (input utente)	1591.10	kN/m
Possibile / Richiesta	6.644	> 1 OK
perc. spinta passiva richiesta	15%	
angolo d'attrito caratteristico per stima K_{pE}	35.00 °	0.6109 rad
valore di design	29.26 °	0.5106 rad
$\delta' \phi$	0.50	
peso medio cuneo passivo	19.00 kN/m ³	
Altezza cuneo passivo	7.20 m	
profondità da p.c	0.98 m	
f_i 0.5106 rad	delta 0.255 rad	beta 0 rad
k_h 0.27	k_v -0.135	theta 0.3026 rad
alpha 0.2226 rad		K_{pE} 3.034
Spinta Passiva	1591.1	

15.2. Muri ad U

- Parametri geotecnici caratteristici
 - $\phi_k' = 35^\circ$ (vedi parametri capitolo 9; le fondazioni vanno posate sullo strato 2)
 - $\bar{\gamma} = \gamma' + \frac{z_w}{B'} \cdot (\gamma - \gamma') = 19 \text{ kN/m}^3$
- Coefficiente sismico Come caso precedente

Nella pagina seguente, in dettaglio, tra le combinazioni riportate, in accordo alla relazione di calcolo citata tra i riferimenti, si analizzano le SLU e SLV.

MURO AD U - H=6,55m

	H	V	M
	kN/m	kN/m	kNm/m
SLU	395,06	378,88	1053,45
SLV	405,01	409,91	1188,73
SLE - CAR	319,01	378,88	832,52

h (di calcolo) =	7,05	m	Altezza di calcolo
h totale=	7,55	m	Altezza totale muro
B=	6,91	m	larghezza totale fondazione

MURO AD U - H=5,12m

	H	V	M
	kN/m	kN/m	kNm/m
SLU	264,25	302,46	568,70
SLV	257,55	324,19	599,43
SLE - CAR	210,82	302,46	443,14

h (di calcolo) =	5,57	m	Altezza di calcolo
h totale=	6,02	m	Altezza totale muro
B=	7,09	m	larghezza totale fondazione

MURO AD U - H=4,75m

	H	V	M
	kN/m	kN/m	kNm/m
SLU	231,77	263,26	464,60
SLV	221,74	282,62	477,84
SLE - CAR	184,11	263,26	360,26

h (di calcolo) =	5,15	m	Altezza di calcolo
h totale=	5,55	m	Altezza totale muro
B=	6,76	m	larghezza totale fondazione

MURO AD U - H=4,15m

	H	V	M
	kN/m	kN/m	kNm/m
SLU	185,53	221,81	329,25
SLV	171,60	237,75	323,96
SLE - CAR	146,25	221,81	253,13

h (di calcolo) =	4,50	m	Altezza di calcolo
h totale=	4,85	m	Altezza totale muro
B=	6,64	m	larghezza totale fondazione

I risultati salienti, relativamente i muri a U, sono riportati nel seguente prospetto.

MURO a U	comb.	B	h	h_w	h_w/h	α	% Sp
H=6.55m	SLU	6.91	7.55	0	0	40	17
	SLV					42	17
H=5.12m	SLU	7.09	6.02	0	0	48	46
	SLV					52	14
H=4.75m	SLU	6.76	5.55	0	0	47	17
	SLV					53	14
H=4.15m	SLU	6.64	4.85	0	0	50	16
	SLV					58	13

B	larghezza - [m]
h	altezza parte interrata [m]
h_w	altezza parte in falda [m]
α	coeff. di ripartizione lato e base [%]
%Sp	% spinta passiva richiesta

La verifica è soddisfatta, con una mobilitazione della spinta passiva laterale pari al massimo al 17% di quella disponibile (aliquota tollerabile).

Di seguito i calcoli nel dettaglio.

TITOLO: SLA9 - MURO UH=6.55m - SLV - MO

CALCOLO FONDAZIONI DIRETTE - S.L.U. Secondo NTC 2008

strutture prevalentemente nastriformi - carichi orizzontali paralleli al lato minore

piano campagna sostanzialmente orizzontale

angolo d'attrito caratteristico ϕ'_k	35 °	0.6109 rad		
angolo d'attrito caratteristico ϕ'_k alla base	30 °	0.5236 rad		
coefficiente γ_ϕ	1.25			
coefficiente γ_R capacità portante	1.8	Approccio 1 - comb. 2		
coefficiente γ_R scorrimento	1.1	A2+M2+R2		
angolo d'attrito di design ϕ'_d	29.26 °	0.5106 rad	$\tan(\phi'_d) =$	0.56
angolo d'attrito di design ϕ'_d base	24.79 °	0.4327 rad	$\mu_q =$	0.46
Dimensione minore B [m]	6.91 m	Dim maggiore L [m]	1.41E+01 m	
Profondità da piano campagna D [m]	7.55 m			
q' = carico perm ai lati	143.45 kPa			
γ = peso specifico medio sotto la fondazione	18 kN/m ³			
k_h = accelerazione sismica [g]	0.27 g			
k_v = accelerazione sismica [g]	-0.135 g			
Risultante carichi verticali V'	409.91 kN/m			
Risultante carichi orizz. mobilit. H_{mob}	405.01 kN/m			
Braccio di H_{mob} h_{mob}	2.94 m			
Braccio reazione lato passivo h_{stab}	2.51 m			
coefficiente di ripartiz. Lato e base α	42%			
$R_{h,base} = \alpha \cdot H_{mob}$	170 kN/m			
$R_{p,lato} = (1 - \alpha) \cdot H_{mob}$	235 kN/m			
Resistenza complessiva laterale (somma)	405 kN/m			
M_{mob}	1191 kNm/m			
M_{res}	-590 kNm/m			
Momento ribaltante (somma)	601 kNm/m			
eccentricità e	1.47 m			
Dimensione minore B_{eff} [m] (efficace)	3.98 m		(*) $B_{eff} = B - 2e$ con e =eccentricità carico	
Rapporto B_{eff}/L	0.28206			
Rapporto D / B_{eff}	1.89838			

$Q_{Ed} = V' / B_{eff}$ 103.07 kPa **sollecitazione**
 Rapporto $R_{h,base} / V'$ orizz/verticale 0.41

calcolo capacità portante

	$N_{q,\gamma}$	$s_{q,\gamma}$	$d_{q,\gamma}$	$i_{q,\gamma}$	$\xi_{q,\gamma}$	$z_{q,\gamma}$	Δq_{lim}	
contributo associato a q	16.92	1.04	1.32	0.31	1.00	0.79	829	kPa
contributo associato a γ	13.38	0.89	1.00	0.18	1.00	0.79	61	kPa
							somma	889
								$Q_{u,d} = 889.42 / 1.8 = 494$ kPa

approccio 1 - comb. 2 A2+M2+R2

Verifica a capacità portante alla base

$Q_{u,d} / Q_{Ed} =$ 4.794 > 1 OK

Verifica a scorrimento alla base

$(H_d \cdot V' / \gamma_{R,scorr}) / R_{h,base}$ 1.012 > 1 OK

Minimo= 1.012

Verifica cuneo passivo

Resistenza richiesta al cuneo di valle	234.91	kN/m
Resistenza possibile (input utente)	1375.17	kN/m
Possibile / Richiesta	5.854	> 1 OK
perc. spinta passiva richiesta	17%	
angolo d'attrito caratteristico per stima K_{pE}	35.00 °	0.6109 rad
valore di design	29.26 °	0.5106 rad
$\partial\phi$	0.50	
peso medio cuneo passivo	19.00 kN/m ³	
Altezza cuneo passivo	7.55 m	
profondità da p.c	0.00 m	
ϕ_i	0.5106 rad	delta
ϕ_h	0.27	beta
ϕ_k	0.2226 rad	theta
Spinta Passiva	1375.2	K_{pE}



Doc. N.

Progetto
INOR

Lotto
12

Codifica Documento
E E2 RB SLA9 00 001

Rev.
A

Foglio
42 di 55

TITOLO: SLA9 - MURO U H=6.55m - SLU - MO

CALCOLO FONDAZIONI DIRETTE - S.L.U. Secondo NTC 2008

strutture prevalentemente nastriformi - carichi orizzontali paralleli al lato minore

piano campagna sostanzialmente orizzontale

angolo d'attrito caratteristico ϕ'_k	35 °	0.6109 rad		
angolo d'attrito caratteristico ϕ'_k alla base	30 °	0.5236 rad		
coefficiente γ_ϕ	1.25			
coefficiente γ_R capacità portante	1.8	Approccio 1 - comb. 2		
coefficiente γ_R scorrimento	1.1	A2+M2+R2		
angolo d'attrito di design ϕ'_d	29.26 °	0.5106 rad	$\tan(\phi'_d) =$	0.56
angolo d'attrito di design ϕ'_d base	24.79 °	0.4327 rad	$\mu_q =$	0.46
Dimensione minore B [m]	6.91 m	Dim maggiore L [m]	1.41E+01 m	
Profondità da piano campagna D [m]	7.55 m			
q' = carico perm ai lati	143.45 kPa			
γ = peso specifico medio sotto la fondazione	18 kN/m ³			
k_h = accelerazione sismica [g]	0.27 g			
k_v = accelerazione sismica [g]	-0.135 g			
Risultante carichi verticali V'	378.88 kN/m			
Risultante carichi orizz. mobilit. H_{mob}	395.06 kN/m			
Braccio di H_{mob} h_{mob}	2.67 m			
Braccio reazione lato passivo h_{stab}	2.51 m			
coefficiente di ripartiz. Lato e base α	40%			
$R_{h,base} = \alpha \cdot H_{mob}$	158 kN/m			
$R_{p,lato} = (1 - \alpha) \cdot H_{mob}$	237 kN/m			
Resistenza complessiva laterale (somma)	395 kN/m			
M_{mob}	1055 kNm/m			
M_{res}	-595 kNm/m			
Momento ribaltante (somma)	460 kNm/m			
eccentricità e	1.21 m			
Dimensione minore B_{eff} [m] (efficace)	4.48 m	(*) $B_{eff} = B - 2e$ con $e =$ eccentricità carico		
Rapporto B_{eff} / L	0.31791			
Rapporto D / B_{eff}	1.6843			

$Q_{Ed} = V' / B_{eff}$ 84.52 kPa **sollecitazione**
 Rapporto $R_{h,base} / V'$ orizz/verticale 0.42

calcolo capacità portante

	$N_{q,\gamma}$	$s_{q,\gamma}$	$d_{q,\gamma}$	$i_{q,\gamma}$	$\xi_{q,\gamma}$	$z_{q,\gamma}$	Δq_{lim}	
contributo associato a q	16.92	1.05	1.30	0.31	1.00	0.79	⇒	818 kPa
contributo associato a γ	13.38	0.87	1.00	0.18	1.00	0.79	⇒	67 kPa
							somma	885 kPa
							$q_{u,d} = 884.55 / 1.8 =$	491 kPa

approccio 1 - comb. 2 A2+M2+R2

Verifica a capacità portante alla base

$q_{u,d} / Q_{Ed} =$ 5.814 > 1 OK

Verifica a scorrimento alla base

$(\mu_d \cdot V' / \gamma_{R,scorr}) / R_{h,base}$ 1.007 > 1 OK

Minimo= 1.007

Verifica cuneo passivo

Resistenza richiesta al cuneo di valle	237.04	kN/m
Resistenza possibile (input utente)	1375.17	kN/m
Possibile / Richiesta	5.802	> 1 OK
perc. spinta passiva richiesta	17%	
angolo d'attrito caratteristico per stima K_{pE}	35.00 °	0.6109 rad
valore di design	29.26 °	0.5106 rad
$\partial\phi$	0.50	
peso medio cuneo passivo	19.00 kN/m ³	
Altezza cuneo passivo	7.55 m	
profondità da p.c	0.00 m	
ϕ_i	0.5106 rad	delta
ϕ_h	0.27	0.255 rad
ϕ_k	0.2226 rad	beta
		0 rad
		theta
		0.3026 rad
		K _{PE}
		3.034
Spinta Passiva	1375.2	

Doc. N.

Progetto
INORLotto
12Codifica Documento
E E2 RB SLA9 00 001Rev.
AFoglio
43 di 55**TITOLO: SLA9 - MURO U H=5.12m - SLV - MO****CALCOLO FONDAZIONI DIRETTE - S.L.U. Secondo NTC 2008****strutture prevalentemente nastriformi - carichi orizzontali paralleli al lato minore****piano campagna sostanzialmente orizzontale**

angolo d'attrito caratteristico ϕ'_k	35 °	0.6109 rad		
angolo d'attrito caratteristico ϕ'_k alla base	30 °	0.5236 rad		
coefficiente γ_ϕ	1.25			
coefficiente γ_R capacità portante	1.8	Approccio 1 - comb. 2		
coefficiente γ_R scorrimento	1.1	A2+M2+R2		
angolo d'attrito di design ϕ'_d	29.26 °	0.5106 rad	$\tan(\phi'_d) =$	0.56
angolo d'attrito di design ϕ'_d base	24.79 °	0.4327 rad	$\mu_q =$	0.46
Dimensione minore B [m]	7.09 m	Dim maggiore L [m]	1.41E+01 m	
Profondità da piano campagna D [m]	6.02 m			
q' = carico perm ai lati	114.38 kPa			
γ = peso specifico medio sotto la fondazione	18 kN/m ³			
k_h = accelerazione sismica [g]	0.27 g			
k_v = accelerazione sismica [g]	-0.135 g			
Risultante carichi verticali V'	324.19 kN/m			
Risultante carichi orizz. mobilit. H_{mob}	257.55 kN/m			
Braccio di H_{mob} h_{mob}	2.32 m			
Braccio reazione lato passivo h_{stab}	2 m			
coefficiente di ripartiz. Lato e base α	52%			
$R_{h,base} = \alpha \cdot H_{mob}$	134 kN/m			
$R_{p,lato} = (1 - \alpha) \cdot H_{mob}$	124 kN/m			
Resistenza complessiva laterale (somma)	258 kN/m			
M_{mob}	598 kNm/m			
M_{res}	-247 kNm/m			
Momento ribaltante (somma)	350 kNm/m			
eccentricità e	1.08 m			
Dimensione minore B_{eff} [m] (efficace)	4.93 m			(*) $B_{eff} = B - 2 \cdot e$ con $e =$ eccentricità carico
Rapporto B_{eff} / L	0.34958			
Rapporto D / B_{eff}	1.22131			

$Q_{Ed} = V' / B_{eff}$ 65.77 kPa **sollecitazione**

Rapporto $R_{h,base} / V'$ orizz/verticale 0.41

calcolo capacità portante

	$N_{q,\gamma}$	$s_{q,\gamma}$	$d_{q,\gamma}$	$i_{q,\gamma}$	$\xi_{q,\gamma}$	$z_{q,\gamma}$	Δq_{lim}	
contributo associato a q	16.92	1.05	1.26	0.31	1.00	0.79	641	kPa
contributo associato a γ	13.38	0.86	1.00	0.18	1.00	0.79	74	kPa
							somma	715 kPa

$$q_{u,d} = 715.04 / 1.8 = 397 \text{ kPa}$$

approccio 1 - comb. 2 A2+M2+R2

Verifica a capacità portante alla base

$q_{u,d} / Q_{Ed} =$	6.040	> 1 OK	} Minimo=	1.016
Verifica a scorrimento alla base $(M_d \cdot V' / \gamma_{R,scorr}) / R_{h,base}$	1.016	> 1 OK		

Verifica cuneo passivo

Resistenza richiesta al cuneo di valle	123.62	kN/m			
Resistenza possibile (input utente)	874.29	kN/m			
Possibile / Richiesta	7.072	> 1 OK			
perc. spinta passiva richiesta	14%				
angolo d'attrito caratteristico per stima K_{pE}	35.00 °	0.6109 rad			
valore di design	29.26 °	0.5106 rad			
$\partial \phi$	0.50				
peso medio cuneo passivo	19.00 kN/m ³				
Altezza cuneo passivo	6.02 m				
profondità da p.c	0.00 m				
ϕ_i	0.5106 rad	delta	0.255 rad	beta	0 rad
k_h	0.27	k_v	-0.135	theta	0.3026 rad
alpha	0.2226 rad			K_{pE}	3.034
Spinta Passiva	874.29				



Doc. N.

Progetto
INOR

Lotto
12

Codifica Documento
E E2 RB SLA9 00 001

Rev.
A

Foglio
44 di 55

TITOLO: SLA9 - MURO U H=5.12m - SLU - MO

CALCOLO FONDAZIONI DIRETTE - S.L.U. Secondo NTC 2008

strutture prevalentemente nastriformi - carichi orizzontali paralleli al lato minore

piano campagna sostanzialmente orizzontale

angolo d'attrito caratteristico ϕ'_k	35 °	0.6109 rad		
angolo d'attrito caratteristico ϕ'_k alla base	30 °	0.5236 rad		
coefficiente γ_ϕ	1.25			
coefficiente γ_R capacità portante	1.8	Approccio 1 - comb. 2		
coefficiente γ_R scorrimento	1.1	A2+M2+R2		
angolo d'attrito di design ϕ'_d	29.26 °	0.5106 rad	$\tan(\phi'_d) =$	0.56
angolo d'attrito di design ϕ'_d base	24.79 °	0.4327 rad	$\mu_q =$	0.46
Dimensione minore B [m]	7.09 m	Dim maggiore L [m]	1.41E+01 m	
Profondità da piano campagna D [m]	6.02 m			
q' = carico perm ai lati	114.38 kPa			
γ = peso specifico medio sotto la fondazione	18 kN/m ³			
k_h = accelerazione sismica [g]	0.27 g			
k_v = accelerazione sismica [g]	-0.135 g			
Risultante carichi verticali V'	302.46 kN/m			
Risultante carichi orizz. mobilit. H_{mob}	264.25 kN/m			
Braccio di H_{mob} h_{mob}	2.15 m			
Braccio reazione lato passivo h_{stab}	2 m			
coefficiente di ripartiz. Lato e base α	48%			
$R_{h,base} = \alpha \cdot H_{mob}$	127 kN/m			
$R_{p,lato} = (1 - \alpha) \cdot H_{mob}$	137 kN/m			
Resistenza complessiva laterale (somma)	264 kN/m			
M_{mob}	568 kNm/m			
M_{res}	-275 kNm/m			
Momento ribaltante (somma)	293 kNm/m			
eccentricità e	0.97 m			
Dimensione minore B_{eff} [m] (efficace)	5.15 m	(*) $B_{eff} = B - 2 \cdot e$ con $e =$ eccentricità carico		
Rapporto B_{eff} / L	0.36528			
Rapporto D / B_{eff}	1.16883			

$Q_{Ed} = V' / B_{eff}$ 58.72 kPa **sollecitazione**

Rapporto $R_{h,base} / V'$ orizz/verticale 0.42

calcolo capacità portante

	$N_{q,\gamma}$	$s_{q,\gamma}$	$d_{q,\gamma}$	$i_{q,\gamma}$	$\xi_{q,\gamma}$	$z_{q,\gamma}$	Δq_{lim}	
contributo associato a q	16.92	1.06	1.25	0.31	1.00	0.79	627	kPa
contributo associato a γ	13.38	0.85	1.00	0.18	1.00	0.79	74	kPa
							somma	701
								$q_{u,d} = 700.54 / 1.8 = 389$ kPa

approccio 1 - comb. 2 A2+M2+R2

Verifica a capacità portante alla base

$q_{u,d} / Q_{Ed} =$ 6.627 > 1 OK

Verifica a scorrimento alla base

$(H_d \cdot V' / \gamma_{R,scorr}) / R_{h,base}$ 1.001 > 1 OK

Minimo= 1.001

Verifica cuneo passivo

Resistenza richiesta al cuneo di valle	137.41	kN/m
Resistenza possibile (input utente)	874.29	kN/m
Possibile / Richiesta	6.363	> 1 OK
perc. spinta passiva richiesta	16%	
angolo d'attrito caratteristico per stima K_{pE}	35.00 °	0.6109 rad
valore di design	29.26 °	0.5106 rad
$\partial \phi$	0.50	
peso medio cuneo passivo	19.00 kN/m ³	
Altezza cuneo passivo	6.02 m	
profondità da p.c	0.00 m	
ϕ_i	0.5106 rad	delta
ϕ_h	0.27	beta
alpha	0.2226 rad	theta
Spinta Passiva	874.29	K_{pE}



Doc. N.

Progetto
INOR

Lotto
12

Codifica Documento
E E2 RB SLA9 00 001

Rev.
A

Foglio
45 di 55

TITOLO: SLA9 - MURO U H=4.75m - SLV - MO

CALCOLO FONDAZIONI DIRETTE - S.L.U. Secondo NTC 2008

strutture prevalentemente nastriformi - carichi orizzontali paralleli al lato minore

piano campagna sostanzialmente orizzontale

angolo d'attrito caratteristico ϕ'_k	35 °	0.6109 rad		
angolo d'attrito caratteristico ϕ'_k alla base	30 °	0.5236 rad		
coefficiente γ_ϕ	1.25			
coefficiente γ_R capacità portante	1.8	Approccio 1 - comb. 2		
coefficiente γ_R scorrimento	1.1	A2+M2+R2		
angolo d'attrito di design ϕ'_d	29.26 °	0.5106 rad	$\tan(\phi'_d) =$	0.56
angolo d'attrito di design ϕ'_d base	24.79 °	0.4327 rad	$\mu_q =$	0.46
Dimensione minore B [m]	6.76 m	Dim maggiore L [m]	1.41E+01 m	
Profondità da piano campagna D [m]	5.55 m			
q' = carico perm ai lati	105.45 kPa			
γ = peso specifico medio sotto la fondazione	18 kN/m ³			
k_h = accelerazione sismica [g]	0.27 g			
k_v = accelerazione sismica [g]	-0.135 g			
Risultante carichi verticali V'	282.62 kN/m			
Risultante carichi orizz. mobilit. H_{mob}	221.74 kN/m			
Braccio di H_{mob} h_{mob}	2.15 m			
Braccio reazione lato passivo h_{stab}	1.85 m			
coefficiente di ripartiz. Lato e base α	53%			
$R_{h,base} = \alpha \cdot H_{mob}$	118 kN/m			
$R_{p,lato} = (1 - \alpha) \cdot H_{mob}$	104 kN/m			
Resistenza complessiva laterale (somma)	222 kN/m			
M_{mob}	477 kNm/m			
M_{res}	-193 kNm/m			
Momento ribaltante (somma)	284 kNm/m			
eccentricità e	1.00 m			
Dimensione minore B_{eff} [m] (efficace)	4.75 m	(*) $B_{eff} = B - 2e$ con $e =$ eccentricità carico		
Rapporto B_{eff}/L	0.33693			
Rapporto D / B_{eff}	1.16826			

$Q_{Ed} = V' / B_{eff}$ 59.49 kPa **sollecitazione**

Rapporto $R_{h,base} / V'$ orizz/verticale 0.42

calcolo capacità portante

	$N_{q,\gamma}$	$s_{q,\gamma}$	$d_{q,\gamma}$	$i_{q,\gamma}$	$\xi_{q,\gamma}$	$z_{q,\gamma}$	Δq_{lim}
contributo associato a q	16.92	1.05	1.25	0.31	1.00	0.79	⇒ 582 kPa
contributo associato a γ	13.38	0.87	1.00	0.18	1.00	0.79	⇒ 70 kPa
							somma 652 kPa
							$q_{u,d} = 652.4 / 1.8 = 362$ kPa

approccio 1 - comb. 2 A2+M2+R2

Verifica a capacità portante alla base

$q_{u,d} / Q_{Ed} =$ 6.093 > 1 OK

Verifica a scorrimento alla base

$(H_d \cdot V' / \gamma_{R,scorr}) / R_{h,base}$ 1.010 > 1 OK

Minimo= 1.010

Verifica cuneo passivo

Resistenza richiesta al cuneo di valle	104.22	kN/m
Resistenza possibile (input utente)	743.10	kN/m
Possibile / Richiesta	7.130	> 1 OK
perc. spinta passiva richiesta	14%	
angolo d'attrito caratteristico per stima K_{pE}	35.00 °	0.6109 rad
valore di design	29.26 °	0.5106 rad
$\partial\phi$	0.50	
peso medio cuneo passivo	19.00 kN/m ³	
Altezza cuneo passivo	5.55 m	
profondità da p.c	0.00 m	
ϕ_i	0.5106 rad	delta 0.255 rad
k_h	0.27	k_v -0.135
alpha	0.2226 rad	beta 0 rad
Spinta Passiva	743.1	theta 0.3026 rad
		K_{pE} 3.034



Doc. N.

Progetto
INOR

Lotto
12

Codifica Documento
E E2 RB SLA9 00 001

Rev.
A

Foglio
46 di 55

TITOLO: SLA9 - MURO U H=4.75m - SLU - MO

CALCOLO FONDAZIONI DIRETTE - S.L.U. Secondo NTC 2008

strutture prevalentemente nastriformi - carichi orizzontali paralleli al lato minore

piano campagna sostanzialmente orizzontale

angolo d'attrito caratteristico ϕ'_k	35 °	0.6109 rad		
angolo d'attrito caratteristico ϕ'_k alla base	30 °	0.5236 rad		
coefficiente γ_ϕ	1.25			
coefficiente γ_R capacità portante	1.8	Approccio 1 - comb. 2		
coefficiente γ_R scorrimento	1.1	A2+M2+R2		
angolo d'attrito di design ϕ'_d	29.26 °	0.5106 rad	$\tan(\phi'_d) =$	0.56
angolo d'attrito di design ϕ'_d base	24.79 °	0.4327 rad	$\mu_q =$	0.46
Dimensione minore B [m]	6.76 m	Dim maggiore L [m]	1.41E+01 m	
Profondità da piano campagna D [m]	5.55 m			
q' = carico perm ai lati	105.45 kPa			
γ = peso specifico medio sotto la fondazione	18 kN/m ³			
k_h = accelerazione sismica [g]	0.27 g			
k_v = accelerazione sismica [g]	-0.135 g			
Risultante carichi verticali V'	263.26 kN/m			
Risultante carichi orizz. mobilit. H_{mob}	231.77 kN/m			
Braccio di H_{mob} h_{mob}	2 m			
Braccio reazione lato passivo h_{stab}	1.85 m			
coefficiente di ripartiz. Lato e base α	47%			
$R_{h,base} = \alpha \cdot H_{mob}$	109 kN/m			
$R_{p,lato} = (1 - \alpha) \cdot H_{mob}$	123 kN/m			
Resistenza complessiva laterale (somma)	232 kN/m			
M_{mob}	464 kNm/m			
M_{res}	-227 kNm/m			
Momento ribaltante (somma)	236 kNm/m			
eccentricità e	0.90 m			
Dimensione minore B_{eff} [m] (efficace)	4.96 m	(*) $B_{eff} = B - 2e$ con e =eccentricità carico		
Rapporto B_{eff}/L	0.35212			
Rapporto D / B_{eff}	1.11785			

$Q_{Ed} = V' / B_{eff}$ 53.02 kPa **sollecitazione**

Rapporto $R_{h,base} / V'$ orizz/verticale 0.41

calcolo capacità portante

	$N_{q,\gamma}$	$s_{q,\gamma}$	$d_{q,\gamma}$	$i_{q,\gamma}$	$\xi_{q,\gamma}$	$z_{q,\gamma}$	Δq_{lim}	
contributo associato a q	16.92	1.05	1.25	0.31	1.00	0.79	584	kPa
contributo associato a γ	13.38	0.86	1.00	0.18	1.00	0.79	74	kPa
							somma	658 kPa
	$q_{u,d} = 658.06 / 1.8 = 366$ kPa							

approccio 1 - comb. 2 A2+M2+R2

Verifica a capacità portante alla base

$q_{u,d} / Q_{Ed} =$ 6.895 > 1 OK

Verifica a scorrimento alla base

$(\mu_q \cdot V' / \gamma_{R,scorr}) / R_{h,base}$ 1.015 > 1 OK

Minimo= 1.015

Verifica cuneo passivo

Resistenza richiesta al cuneo di valle	122.84	kN/m
Resistenza possibile (input utente)	743.10	kN/m
Possibile / Richiesta	6.049	> 1 OK
perc. spinta passiva richiesta	17%	
angolo d'attrito caratteristico per stima K_{pE}	35.00 °	0.6109 rad
valore di design	29.26 °	0.5106 rad
$\partial\phi$	0.50	
peso medio cuneo passivo	19.00 kN/m ³	
Altezza cuneo passivo	5.55 m	
profondità da p.c	0.00 m	
ϕ_i	0.5106 rad	delta
ϕ_h	0.27	0.255 rad
ϕ_k	0.2226 rad	beta
		0 rad
		theta
		0.3026 rad
		K_{pE}
		3.034
Spinta Passiva	743.1	

Doc. N.

Progetto
INORLotto
12Codifica Documento
E E2 RB SLA9 00 001Rev.
AFoglio
47 di 55**TITOLO: SLA9 - MURO U H=4.15m - SLV - MO****CALCOLO FONDAZIONI DIRETTE - S.L.U. Secondo NTC 2008****strutture prevalentemente nastriformi - carichi orizzontali paralleli al lato minore****piano campagna sostanzialmente orizzontale**

angolo d'attrito caratteristico ϕ'_k	35 °	0.6109 rad		
angolo d'attrito caratteristico ϕ'_k alla base	30 °	0.5236 rad		
coefficiente γ_ϕ	1.25			
coefficiente γ_R capacità portante	1.8	Approccio 1 - comb. 2		
coefficiente γ_R scorrimento	1.1	A2+M2+R2		
angolo d'attrito di design ϕ'_d	29.26 °	0.5106 rad	$\tan(\phi'_d) =$	0.56
angolo d'attrito di design ϕ'_d base	24.79 °	0.4327 rad	$\mu_q =$	0.46
Dimensione minore B [m]	6.64 m	Dim maggiore L [m]	1.41E+01 m	
Profondità da piano campagna D [m]	4.85 m			
q' = carico perm ai lati	92.15 kPa			
γ = peso specifico medio sotto la fondazione	18 kN/m ³			
k_h = accelerazione sismica [g]	0.27 g			
k_v = accelerazione sismica [g]	-0.135 g			
Risultante carichi verticali V'	237.75 kN/m			
Risultante carichi orizz. mobilit. H_{mob}	171.6 kN/m			
Braccio di H_{mob} h_{mob}	1.89 m			
Braccio reazione lato passivo h_{stab}	2.2 m			
coefficiente di ripartiz. Lato e base α	58%			
$R_{h,base} = \alpha \cdot H_{mob}$	100 kN/m			
$R_{p,lato} = (1 - \alpha) \cdot H_{mob}$	72 kN/m			
Resistenza complessiva laterale (somma)	172 kN/m			
M_{mob}	324 kNm/m			
M_{res}	-159 kNm/m			
Momento ribaltante (somma)	166 kNm/m			
eccentricità e	0.70 m			
Dimensione minore B_{eff} [m] (efficace)	5.25 m	(*) $B_{eff} = B - 2e$ con e =eccentricità carico		
Rapporto B_{eff}/L	0.37202			
Rapporto D / B_{eff}	0.92459			

$Q_{Ed} = V' / B_{eff}$ 45.32 kPa **sollecitazione**

Rapporto $R_{h,base} / V'$ orizz/verticale 0.42

calcolo capacità portante

	$N_{q,\gamma}$	$s_{q,\gamma}$	$d_{q,\gamma}$	$i_{q,\gamma}$	$\xi_{q,\gamma}$	$z_{q,\gamma}$	Δq_{lim}	
contributo associato a q	16.92	1.06	1.27	0.31	1.00	0.79	514	kPa
contributo associato a γ	13.38	0.85	1.00	0.18	1.00	0.79	75	kPa
							somma	589 kPa
							$q_{u,d} = 589.19 / 1.8 =$	327 kPa

approccio 1 - comb. 2 A2+M2+R2

Verifica a capacità portante alla base

$q_{u,d} / Q_{Ed} =$	7.222	> 1 OK	} Minimo=	1.003
Verifica a scorrimento alla base ($\mu_q \cdot V' / \gamma_{R,scorr}$) / $R_{h,base}$	1.003	> 1 OK		

Verifica cuneo passivo

Resistenza richiesta al cuneo di valle	72.07	kN/m			
Resistenza possibile (input utente)	567.47	kN/m			
Possibile / Richiesta	7.874	> 1 OK			
perc. spinta passiva richiesta	13%				
angolo d'attrito caratteristico per stima K_{pE}	35.00 °	0.6109 rad			
valore di design	29.26 °	0.5106 rad			
$\partial\phi$	0.50				
peso medio cuneo passivo	19.00 kN/m ³				
Altezza cuneo passivo	4.85 m				
profondità da p.c	0.00 m				
ϕ_i	0.5106 rad	delta	0.255 rad	beta	0 rad
k_h	0.27	k_v	-0.135	theta	0.3026 rad
alpha	0.2226 rad			K_{pE}	3.034
Spinta Passiva	567.47				



Doc. N.

Progetto
INOR

Lotto
12

Codifica Documento
E E2 RB SLA9 00 001

Rev.
A

Foglio
48 di 55

TITOLO: SLA9 - MURO U H=4.15m - SLU - MO

CALCOLO FONDAZIONI DIRETTE - S.L.U. Secondo NTC 2008

strutture prevalentemente nastriformi - carichi orizzontali paralleli al lato minore

piano campagna sostanzialmente orizzontale

angolo d'attrito caratteristico ϕ'_k	35 °	0.6109 rad		
angolo d'attrito caratteristico ϕ'_k alla base	30 °	0.5236 rad		
coefficiente γ_ϕ	1.25			
coefficiente γ_R capacità portante	1.8	Approccio 1 - comb. 2		
coefficiente γ_R scorrimento	1.1	A2+M2+R2		
angolo d'attrito di design ϕ'_d	29.26 °	0.5106 rad	$\tan(\phi'_d) =$	0.56
angolo d'attrito di design ϕ'_d base	24.79 °	0.4327 rad	$\mu_q =$	0.46
Dimensione minore B [m]	6.64 m	Dim maggiore L [m]	1.41E+01 m	
Profondità da piano campagna D [m]	4.85 m			
q' = carico perm ai lati	92.15 kPa			
γ = peso specifico medio sotto la fondazione	18 kN/m ³			
k_h = accelerazione sismica [g]	0.27 g			
k_v = accelerazione sismica [g]	-0.135 g			
Risultante carichi verticali V'	221.81 kN/m			
Risultante carichi orizz. mobilit. H_{mob}	185.53 kN/m			
Braccio di H_{mob} h_{mob}	1.78 m			
Braccio reazione lato passivo h_{stab}	2.2 m			
coefficiente di ripartiz. Lato e base α	50%			
$R_{h,base} = \alpha \cdot H_{mob}$	93 kN/m			
$R_{p,lato} = (1 - \alpha) \cdot H_{mob}$	93 kN/m			
Resistenza complessiva laterale (somma)	186 kN/m			
M_{mob}	330 kNm/m			
M_{res}	-204 kNm/m			
Momento ribaltante (somma)	126 kNm/m			
eccentricità e	0.57 m			
Dimensione minore B_{eff} [m] (efficace)	5.50 m	(*) $B_{eff} = B - 2e$ con e =eccentricità carico		
Rapporto B_{eff}/L	0.39024			
Rapporto D / B_{eff}	0.88143			

$Q_{Ed} = V' / B_{eff}$ 40.31 kPa **sollecitazione**
 Rapporto $R_{h,base} / V'$ orizz/verticale 0.42

calcolo capacità portante

	$N_{q,\gamma}$	$s_{q,\gamma}$	$d_{q,\gamma}$	$i_{q,\gamma}$	$\xi_{q,\gamma}$	$z_{q,\gamma}$	Δq_{lim}
contributo associato a q	16.92	1.06	1.26	0.31	1.00	0.79	⇒ 511 kPa
contributo associato a γ	13.38	0.84	1.00	0.18	1.00	0.79	⇒ 79 kPa
							somma 589 kPa
	$q_{u,d} = 589.27 / 1.8 =$						327 kPa

approccio 1 - comb. 2 A2+M2+R2

Verifica a capacità portante alla base

$q_{u,d} / Q_{Ed} =$ 8.121 > 1 OK

Verifica a scorrimento alla base

$(M_d \cdot V' / \gamma_{R,scorr}) / R_{h,base}$ 1.004 > 1 OK

Minimo= **1.004**

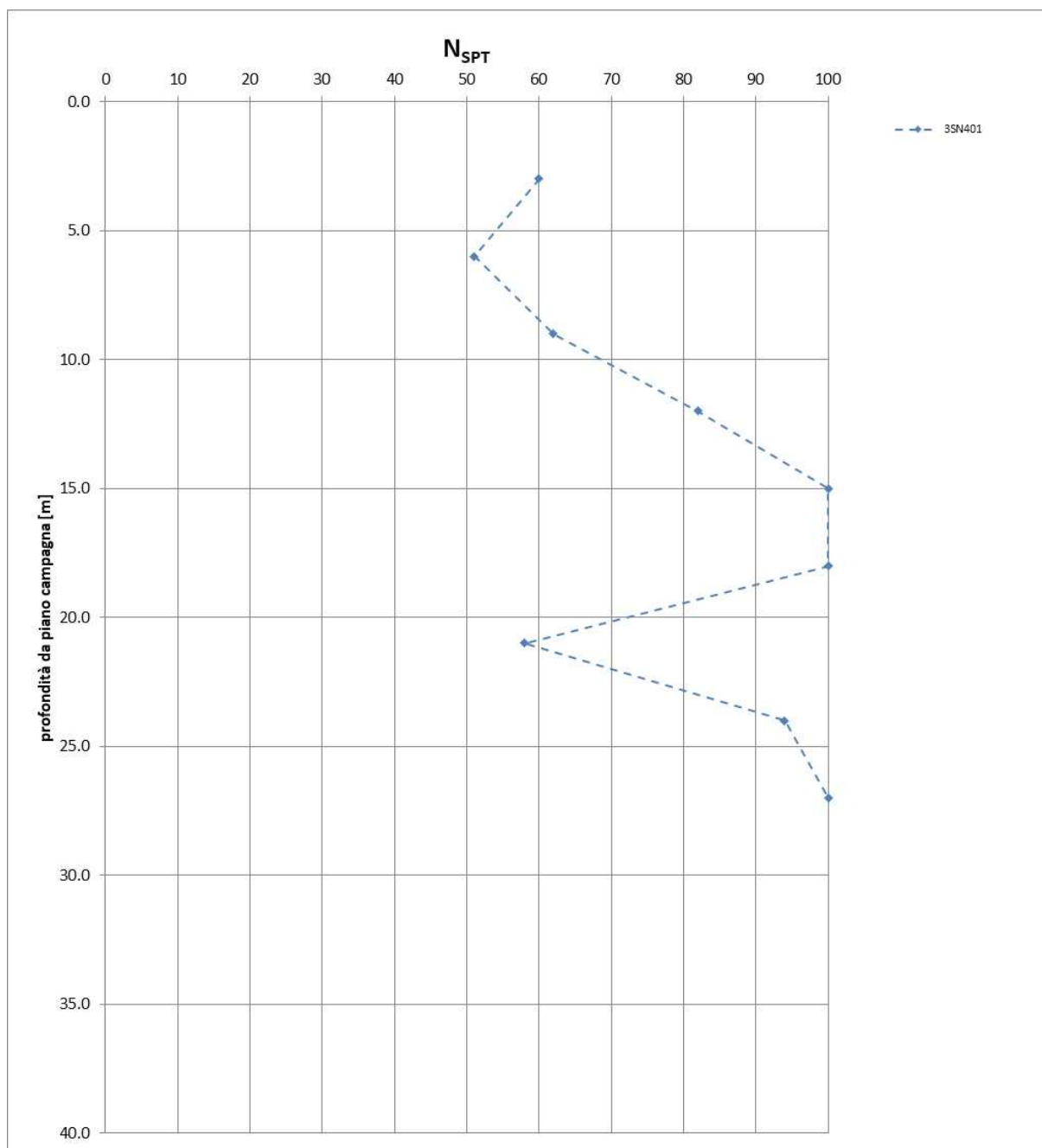
Verifica cuneo passivo

Resistenza richiesta al cuneo di valle	92.77	kN/m
Resistenza possibile (input utente)	567.47	kN/m
Possibile / Richiesta	6.117	> 1 OK
perc. spinta passiva richiesta	16%	
angolo d'attrito caratteristico per stima K_{pE}	35.00 °	0.6109 rad
valore di design	29.26 °	0.5106 rad
$\partial\phi$	0.50	
peso medio cuneo passivo	19.00 kN/m ³	
Altezza cuneo passivo	4.85 m	
profondità da p.c	0.00 m	
ϕ_i	0.5106 rad	delta
ϕ_h	0.27	0.255 rad
ϕ_k	0.2226 rad	beta
Spinta Passiva	567.47	theta
		0 rad
		0.3026 rad
		K _{PE}
		3.034

16. BIBLIOGRAFIA

- Bolton, M.D., (1986) "The strength and dilatancy of sands", *Geotechnique*, 36, 1, 65-78.
- Burland J.B., Burbidge M.C. (1985) "Settlement of foundations on sand and gravel" *Proc. ICE*, Part 1, 78.
- Cubrinowski M., Ishihara K. (1999) "Empirical correlation between SPT N-value and relative density for sandy soils" *Soils and Foundations*, vol. 39, n° 5, pp. 61-71.
- Ebeling Robert M. and Morrison, Ernest E. Jr. (1992), *The Seismic Design of Waterfront Retaining Structures*, Technical Report ITL-92-11, NCEL TR-939, U.S. Army Engineer Waterways Experiment Station, Vicksburg, Mississippi. (reperibile in internet, tramite una ricerca)
- Fleming W. G. K., Weltman A. J., Randolph M. F., Elson W. K., (1992) 'Piling Engineering', 2nd ed., Wiley & Sons, Inc.
- JAMIOLKOWSKI M., PASQUALINI E. (1979) "Introduzione ai diversi metodi di calcolo dei diaframmi con riferimento ai parametri geotecnici che vi intervengono e alla loro determinazione sperimentale" *Atti Istituto Scienza delle Costruzioni, Politecnico di Torino*, n. 451.
- Lancellotta R., (2007) "Lower-bound approach for seismic passive earth resistance", *Géotechnique*, Vol. 57, No. 3, pp. 319-321
- Ohta Y. and Goto N. (1978), "Empirical Shear Wave velocity equations in terms of characteristic soil indexes", *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, Vol. 6, pp 167-187
- Paolucci, R. and Pecker, A. (1997a), "Seismic bearing capacity of shallow strip foundations on dry soils". *Soils and Foundations*, Vol. 37, n. 3, pp. 95-105, 1997.
- Viggiani C. (1999) *Fondazioni*, 2a ed., Hevelius.
- Wood, J. H. (1973). "Earthquake Induced Soil Pressures on Structures," *Doctoral Dissertation*, EERL 73-05, California Institute of Technology, Pasadena, CA.

17. FIGURE RIASSUNTIVE DEI RISULTATI DELLE INDAGINI

Figura 17-1 Andamento con la profondità di N_{SPT}

Doc. N.

Progetto
INOR

Lotto
12

Codifica Documento
E E2 RB SLA9 00 001

Rev.
A

Foglio
51 di 55

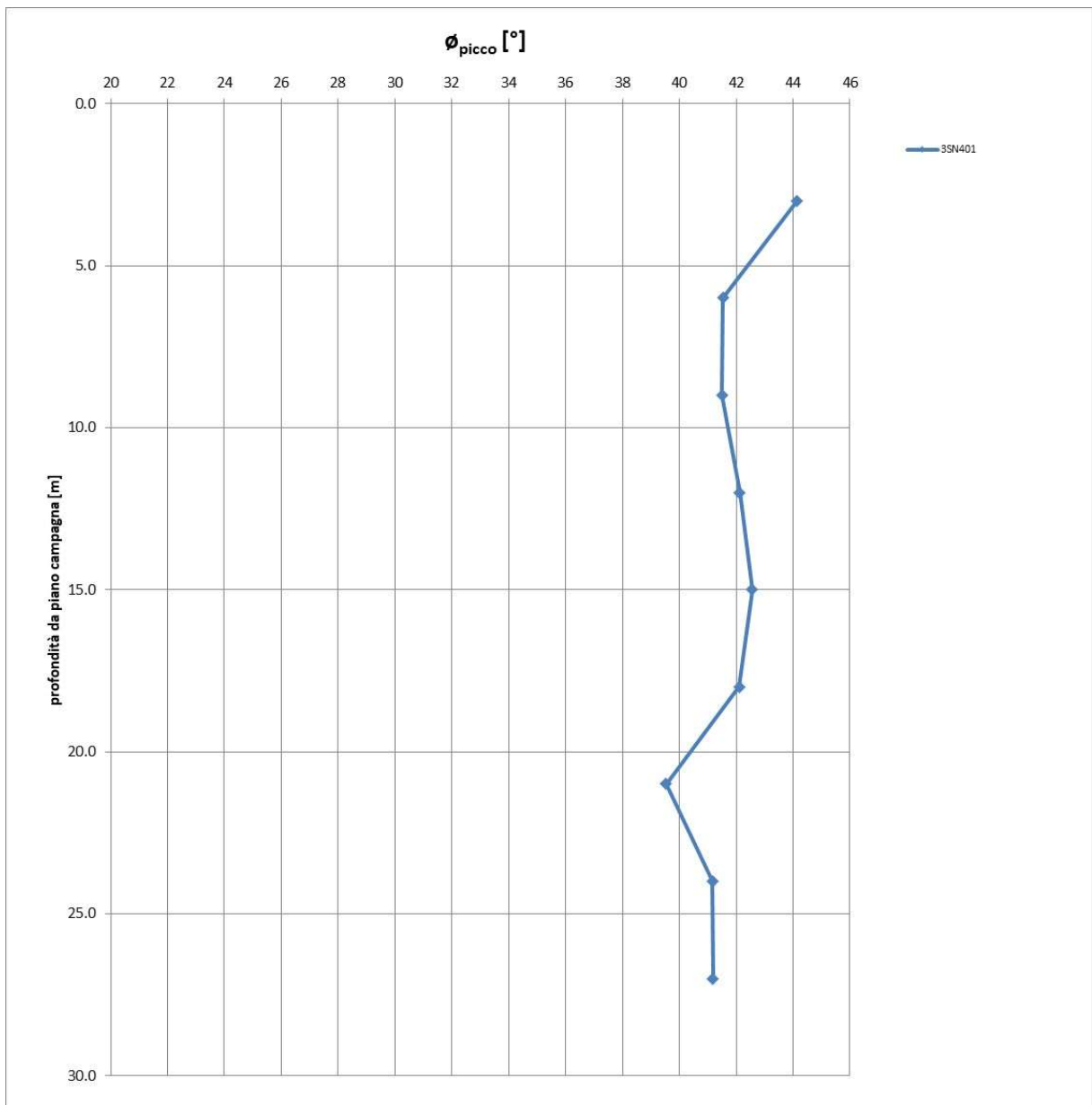


Figura 17-2 : Andamento con la profondità dell'angolo di resistenza al taglio di picco

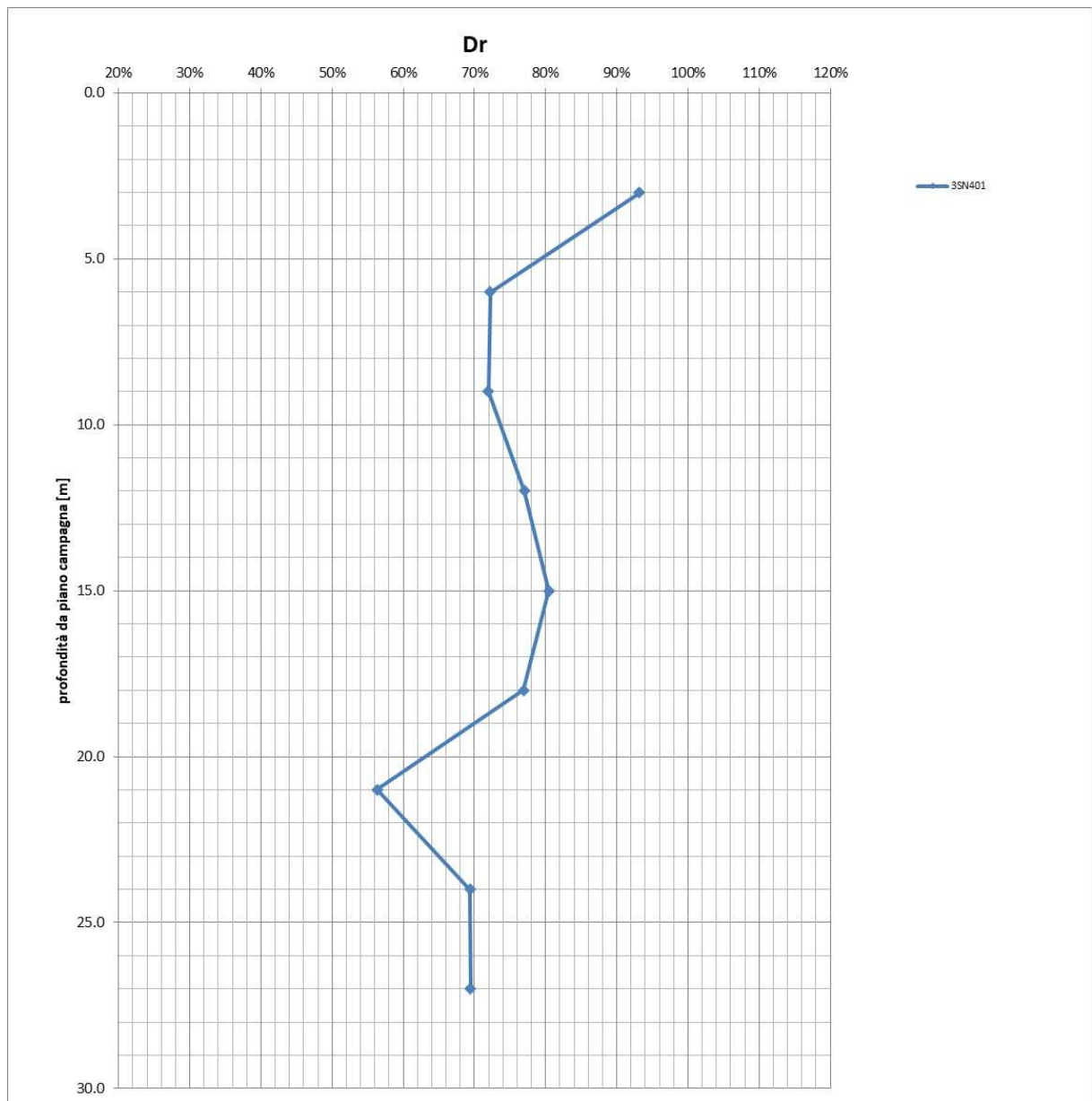


Figura 17-3: Andamento con la profondità della densità relativa ricavata dall'interpretazione dei risultati delle prove N_{SPT}

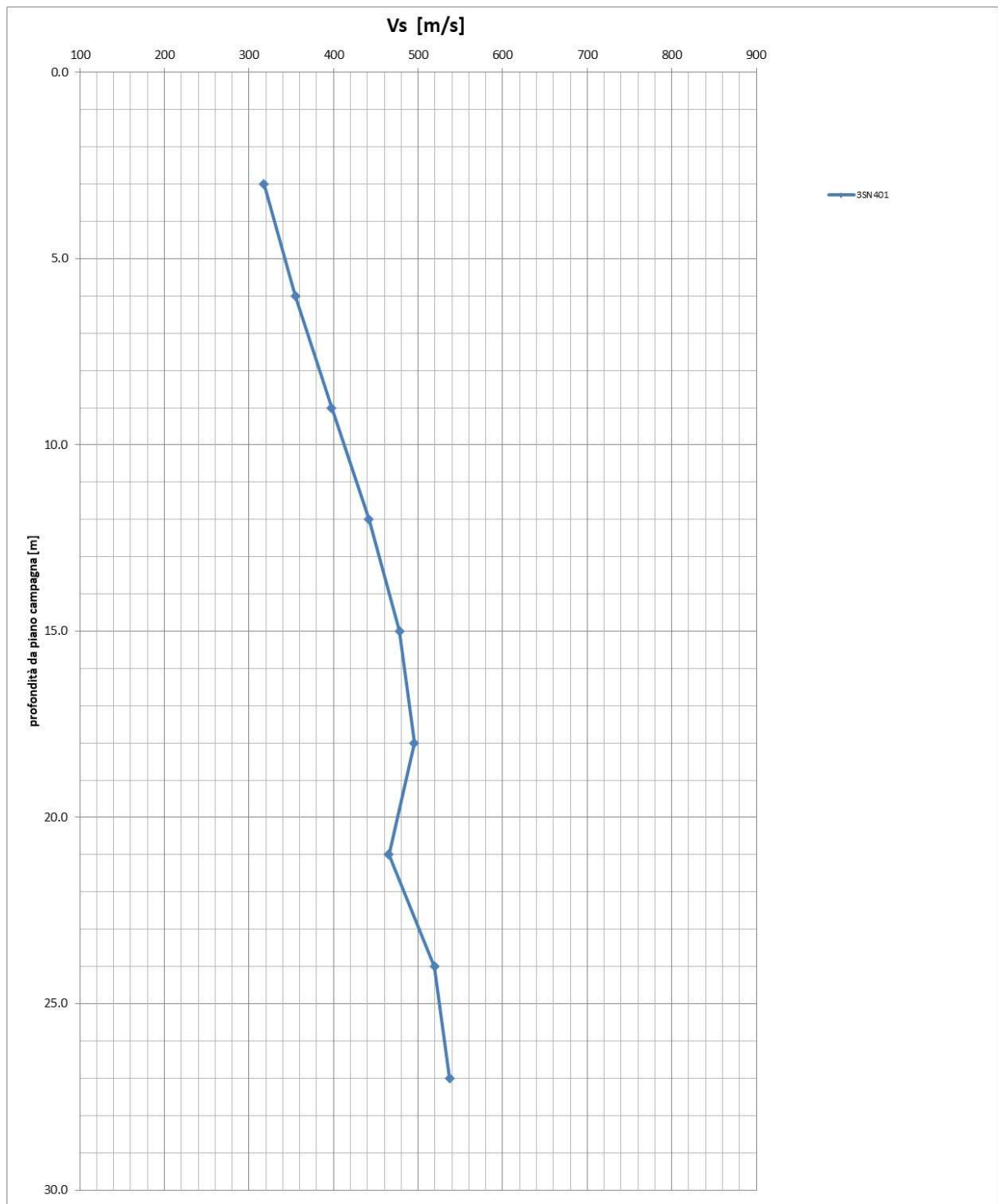


Figura 17-4 : Andamento con la profondità di Vs

Doc. N.

Progetto
INOR

Lotto
12

Codifica Documento
E E2 RB SLA9 00 001

Rev.
A

Foglio
54 di 55

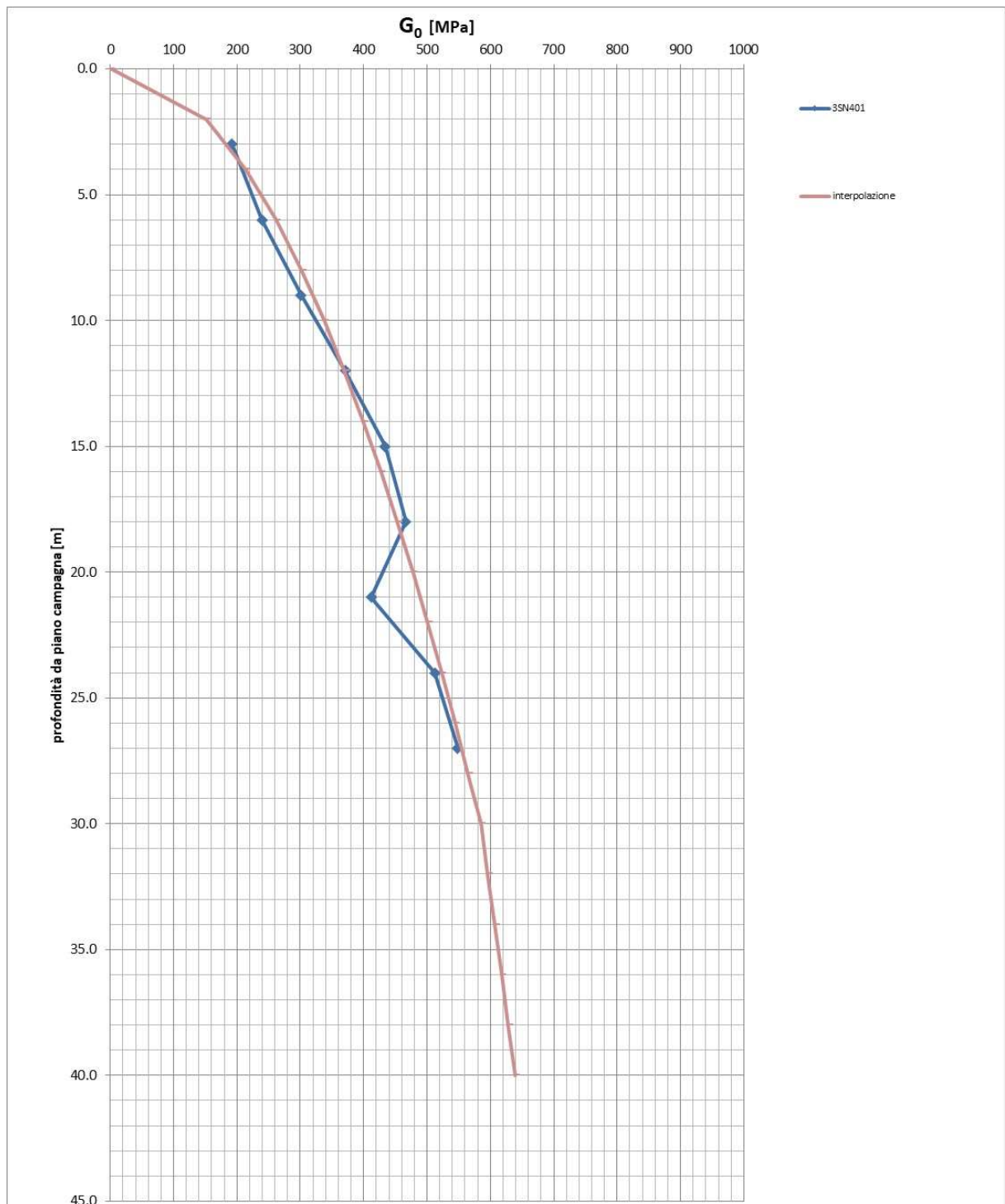


Figura 17-5 : Andamento con la profondità del modulo iniziale G_0

GENERAL CONTRACTOR

Cepav due



ALTA SORVEGLIANZA



Doc. N.

Progetto
INOR

Lotto
12

Codifica Documento
E E2 RB SLA9 00 001

Rev.
A

Foglio
55 di 55

ALLEGATI AL DOCUMENTO

CERTIFICATI DI CAMPAGNA DELLE INDAGINI

- 3PZ401
- 3SN401

Cepav due

SCHEDA DI CONTROLLO
POZZETTO ESPLORATIVO

SCHEDA N.: 40/SSP07.01B

Pag. 1 di 2

CONSORZIATO ASSEGNATARIO: **AQUATER**Impresa Esecutrice: **GEOTRIVELL**

CODICE PCQ DI CANTIERE:

CODICE PCQ TIPOLOGICO:

FORM: QSP02C

LOTTO COSTRUTTIVO/OPERA: **LOTTO 3**

DA km 83+500 A km 113+000

CODICE POZZETTO: **3PZ401**PROGRESSIVA: **2+000**QUOTA ASSOLUTA (m): **139,35**

MEZZO UTILIZZATO: TERNA GOMMATA CASE 595 SUPER LE

PROFONDITA' POZZETTO (m): **3,00**

DIMENSIONI POZZETTO (m x m):

3,00 X 3,00

FUORI ASSE (m):

NORD SUD RINVENIMENTO FALDA SI NO

PROFONDITA' (m)

PROFONDITA' DA PIANO CAMPAGNA (m)

MODULO (kPa):

SPESSORE TERRENO AGRARIO (m):

0,40

PROVA DI CARICO SU PIASTRA

 SI NO

T esterna (C°):

CERTIFICATO N.:

COORDINATE TOPOGRAFICHE:

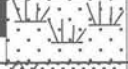


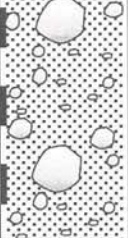
E:1607175,65

N:5036762,27

PRELIEVO CAMPIONI

CAMPIONE N.	PROFONDITA' (m)	TIPO	CAMPIONE N.	PROFONDITA' (m)	TIPO
<input type="checkbox"/> 0 <input type="checkbox"/> 1	<input type="checkbox"/> <input type="checkbox"/> <input type="checkbox"/> <input type="checkbox"/> 0,5	<input checked="" type="checkbox"/> C	<input type="checkbox"/> <input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/> <input type="checkbox"/> <input type="checkbox"/> <input type="checkbox"/> <input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>
<input type="checkbox"/> <input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/> <input type="checkbox"/> <input type="checkbox"/> <input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/> <input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/> <input type="checkbox"/> <input type="checkbox"/> <input type="checkbox"/> <input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>
<input type="checkbox"/> <input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/> <input type="checkbox"/> <input type="checkbox"/> <input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	LEGENDA		
<input type="checkbox"/> <input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/> <input type="checkbox"/> <input type="checkbox"/> <input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	C = RIMANEGGIATO A = INDISTURBATO (campione cubico)		



Cepav due	SCHEDA DI CONTROLLO POZZETTO ESPLORATIVO	SCHEDA N.: 40/SSP07.01B Pag. 2 di 2		
CONSORZIATO ASSEGNATARIO: AQUATER		Impresa Esecutrice: GEOTRIVELL		
CODICE PCQ DI CANTIERE:				
CODICE PCQ TIPOLOGICO:		FORM: QSP02C		
COLONNA STRATIGRAFICA	Simbologia AGI	DESCRIZIONE LITOLOGICA	POCKET (Kpa)	TORVANE (Kpa)
0,40		Terreno ad uso agricolo composto da limo ghiaioso e resti vegetali. Umido ed addensato, di colore marrone scuro.		
1,10		Sabbia limosa con ghiaia e ciottoli. I clasti sono eterometrici, poligenici, sub-arrotondati ($\varnothing_{max} = 17cm$). Umida ed addensata, di colore grigio marrone.		
1,40		Sabbia umida e moderatamente addensata, di colore grigio.		
3,00		Sabbia con ghiaia e a luoghi ciottoli. I clasti sono eterometrici, poligenici, sub-arrotondati ($\varnothing_{max} = 14 cm$). Umida ed addensata di colore grigio.		
NOTE:				
DATA: 29/06/2004		FIRMA DEL GEOLOGO DIRETTORE DI CANTIERE:		
	SCHEDA DI CONTROLLO TIPOLOGICA	SCHEDA DI CONTROLLO PERSONALIZZATA		SCHEDA DI CONTROLLO COMPLETA
	APPROVAZIONE (AS)	ELABORAZIONE (IE)	EMISSIONE/VERIFICA (CQ di ASS)	VERIFICA CHIUSURA (CQ di ASS)
DATA:				

SONDAGGIO GEONOSTICO N° 3SN401

DATA: 20-4-2004

Dis.n°:5375401S

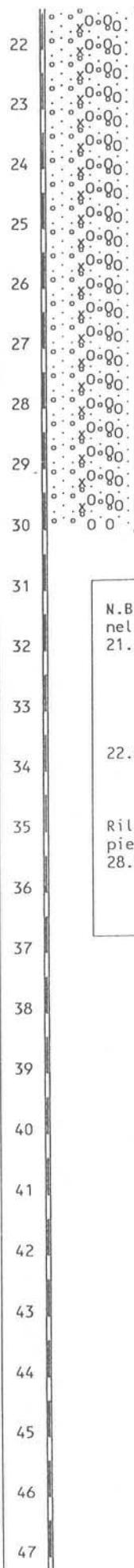
Località : CALCINATO

Inizio sondaggio m. 0.0

Fine sondaggio m. 30.0

Carotaggio %	R.Q.D. modificato %	Campioni Ind Semi ind = Rim	Prof in m	Litologia	Pocket Kg/cm ²	Vanestest Kg/cm ²	S.P.T. n° colpi x 15 cm	H ² O m	Piezometro
									a tubo
5	45	85	5	45	85				
			1	Sabbia fine limosa ghiaiosa (ghiaia fine) - colore: marrone/rossastro. Presenza di resti di vegetali. 0.8 Ghiaia media sub-angolare con sabbia fine ciottolosa debolmente limosa - colore: grigio. Ciottoli sub-angolari ϕ max 6-7 cm. Locale prevalenza della frazione sabbiosa. Livello mediamente addensato e asciutto.					
			3				36 36 24		
			6				5 24 27		
			9				9 28 34		
			12				8 37 45		
			14	Sabbia fine con ghiaia media sub-angolare ciottolosa limosa - colore: marrone. Presenza di un trovante. Ciottoli sub-angolari ϕ max 9 cm. Livello molto addensato e asciutto.					
			15	15.0 Ghiaia media e grossolana sub-angolare con sabbia fine ciottolosa debolmente limosa - colore: grigio. Localmente limosa. Ghiaia media sub-angolare ϕ max 4-5 cm. Ciottoli sub-angolari ϕ max 9-10 cm. Livello molto addensato e asciutto.			33 50	x cm 9	
			18				50	x cm 12	
			21	20.4 Sabbia media con ghiaia media sub-angolare ciottolosa debolmente limosa - colore: grigio/marrone. Presenza di trovanti a m. -27.00. Localmente ghiaia			11 22 36		21.0

prevalente. Ciottoli sub-arrottondati ϕ
max 7-8 cm. Livello da molto addensato a
mediamente addensato e asciutto (umida e
bagnata negli ultimi 3 metri).



N.B. - Rilievi freaticometrici effettuati nel foro di sondaggio:
21.04.2004 - ore 8.00 sondaggio con rivestimento a m. -15.00
Acqua assente.
ore 18.00 sondaggio con rivestimento a m. -27.00
Acqua a m. -26.50.
22.04.2004 - ore 8.00 sondaggio con rivestimento a m. -27.00
Acqua a m. -26.80 e ultimazione sondaggio a m. -30.00
Rilievi freaticometrici effettuati nel piezometro tipo "tubo aperto":
28.04.2004 - Livello freatico a m. -28.30.

● SPT con punta conica 60°.

● 17 44 50
x cm 3

● 50
x cm 9

28.3

30.0



3SN401 - Cassa 1 : da mt 0.00 a mt 3.00



3SN401 - Cassa 2 : da mt 3.00 a mt 6.00



3SN401 - Cassa 3 : da mt 6.00 a mt 9.00



3SN401 - Cassa 4 : da mt 9.00 a mt 12.00



3SN401 - Cassa 5 : da mt 12.00 a mt 15.00



3SN401 - Cassa 6 : da mt 15.00 a mt 18.00



3SN401 - Cassa 7 : da mt 18.00 a mt 21.00



3SN401 - Cassa 8 : da mt 21.00 a mt 24.00



3SN401 - Cassa 9 : da mt 24.00 a mt 27.00



3SN401 - Cassa 10 : da mt 27.00 a mt 30.00

**LABORTEC S.r.l.**

65128 PESCARA - Via Raiale, 110/B - Zona Ind.le Ovest

Tel. 085.432151 - Fax 085.51931 - C.C.I.A.A. n. 47408

LABORATORIO GEOTECNICO

SAN LORENZO in CAMPO (PU), 61047 - Via Miralbello,53

RAPP. DI PROVA N° : 1980/04

COMMITTENTE : CEPAV QUE

COMMESSA :

DATA EMISS. RAPP. : 19/08/2004

NUMERO DI PAGINE : 1 di 1

CANTIERE : 4 Int.BS est pilea.pl 1-750

APERTURA CAMPIONE ILA.045

Sondaggio : S401

Campione : 1C

Profondità : da 3.00 a 3.20 m

FUSTELLA tipo : SP

DIAMETRO INTERNO cm. :

LUNGHEZZA cm. :

PROGRAMMA PROVE

- GRANULOMETRIA SETACCI (ASTM D422-90)
- CLASSIFICA U.S.C.S. (ASTM D2487-93)
- CLASSIFICA A.A.S.H.T.O. (ASTM D3282-93)

STRATI
GRAFIAPOCKET
PENET.
Kg/cm²TOR
VANE
Kg/cm²

PROVINI

DESCRIZIONE LITOLOGICA DEL CAMPIONE

Ghiaia di tutte le dimensioni, $D_{max} \approx 6.5$ cm, da subarrotondata a subangolare, con sabbia limosa non plastica di colore marrone-grigiastro. Forte reazione all'HC1

QUALITA' DEL CAMPIONE

 BUONA SUFFICIENTE INSUFFICIENTE

NOTE :

SPERIMENTATORE

DIRETTORE DI LABORATORIO



LABORTEC S.r.l.

65128 PESCARA - Via Raiale, 110/B - Zona Ind.le Ovest
Tel. 085.432151 - Fax 085.51931 - C.C.I.A.A. n. 47408
LABORATORIO GEOTECNICO
SAN LORENZO in CAMPO (PU), 61047 - Via Miralbello,53

RAPP. DI PROVA N° : 1981/04
DATA EMISS. RAPP. : 19/08/2004
NUMERO DI PAGINE : 1 di 2

COMMITTENTE : CEPAV DUE

COMMESSA :

CANTIERE : 4 Int.BS est/rilev.pt. 1+750

Sondaggio : S401

Campione : 1C

Profondità : da 3.00 a 3.20 m

ANALISI GRANULOMETRICA ASTM D 422

Classifica U.S.C.S.

G H I A I A

G

F

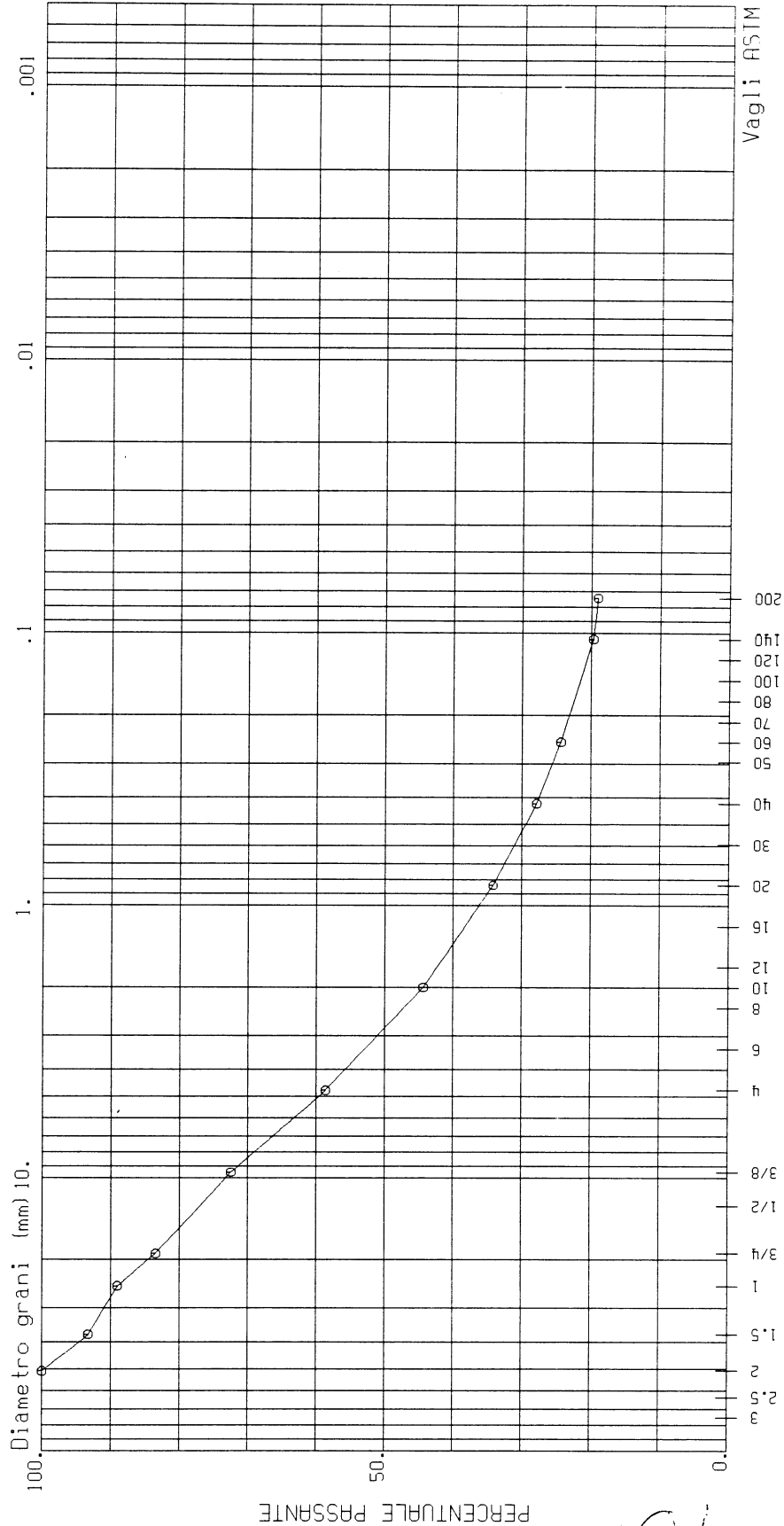
G

M

S A B B I A

F

L I M O - A R G I L L A



C I O T T O L I	G H I A I A	S A B B I A	% < . 0 7 4 m m	% < . 0 0 2 m m	D 6 0 (m m)	D 1 0 (m m)	D 3 0 (m m)	C _u = D ₆₀ / D ₁₀	C _c = D ₃₀ / D ₁₀
0.000	41.339	39.550	19.111	.	5.080				

SPERIMENTATORE

DIRETTORE DI LABORATORIO

**LABORTEC S.r.l.**65128 PESCARA - Via Raiale, 110/B - Zona Ind.le Ovest
Tel. 085.432151 - Fax 085.51931 - C.C.I.A.A. n. 47408

LABORATORIO GEOTECNICO

SAN LORENZO in CAMPO (PU), 61047 - Via Miralbello,53

RAPP. DI PROVA N° : 1981/04

COMMITTENTE : CEPAV DUE

COMMESSA :

DATA EMISS. RAPP. : 19/08/2004

NUMERO DI PAGINE : 2 di 2

CANTIERE : 4 Int.BS est/rilev.pl. 1+750

A N A L I S I G R A N U L O M E T R I C A

foglio: 1

SONDAGGIO	n. S401	
CAMPIONE	n. 1C	
PROFONDITA'	da m. 3.00	a m. 3.20
VAGLI ASTM N.	DIAMETRO GRANULI mm.	PERC. CUM. PASSANTE
3 inch	75.000	
2.5 inch	63.500	
2 inch	50.800	100.00
1.5 inch	37.500	93.31
1 inch	25.000	89.07
3/4 inch	19.000	83.49
1/2 inch	12.700	
3/8 inch	9.500	72.50
4 mesh	4.750	58.66
6 mesh	3.360	
8 mesh	2.380	
10 mesh	2.000	44.41
12 mesh	1.680	
16 mesh	1.190	
20 mesh	0.840	34.19
30 mesh	0.595	
40 mesh	0.420	27.90
50 mesh	0.297	
60 mesh	0.250	24.41
70 mesh	0.212	
80 mesh	0.177	
100 mesh	0.149	
120 mesh	0.125	
140 mesh	0.105	19.73
200 mesh	0.074	19.11
A		
E		
R		
O		
M		
E		
T		
R		
I		
A		

D10 mm: .000

D30 mm: .529

D60 mm: 5.080

SPERIMENTATORE

DIRETTORE DI LABORATORIO

**LABORTEC S.r.l.**65128 PESCARA - Via Raiale, 110/B - Zona Ind.le Ovest
Tel. 085.432151 - Fax 085.51931 - C.C.I.A.A. n. 47408

LABORATORIO GEOTECNICO

SAN LORENZO in CAMPO (PU), 61047 - Via Miralbello, 53

RAPP. DI PROVA N° : 1982/04	COMMITTENTE : CEPAV DUE	COMMESSA :
DATA EMISS. RAPP. : 19/08/2004		
NUMERO DI PAGINE : 1 di 1	CANTIERE : 4 Int.BS est.rilev.pl 1-750	

U.S.C.S. - UNIFIED SOIL CLASSIFICATION SYSTEM**(ASTM D2487) Standard Test Method for****Classification of Soil for Engineering Purpose**

Sondaggio : S401 Campione : 1C Profondità : da 3.00 a 3.20 m

CARATTERISTICHE GRANULOMETRICHE ANALISI GRANULOMETRICA PER SETACCIATURA			
Percentuale passante		Frazioni granulometriche	
3-in. (75-mm)	% : 100	Ghiaia	: 41.
No. 4 (4.75-mm)	% : 58.66	Sabbia	: 40.
No. 200 (0.075-mm)	% : 19.11	Limo + Argilla	: 19.
Coeff. uniformità	Cu :	Coeff. concavità	Cc :

CARATTERISTICHE DI PLASTICITA' FRAZIONE PASSANTE A 0.425mm(No.40)		
Limite Liquido LL	(%) :	ND
Indice di Plasticità Ip	:	NP

CLASSIFICAZIONE
Group Symbol : GM
Fines Group Symbol : ML
Group Name : Ghiaia limosa con sabbia con frazione fina non plastica

SPERIMENTATORE
DIRETTORE DEL LABORATORIO

**LABORTEC S.r.l.**65128 PESCARA - Via Raiale, 110/B - Zona Ind.le Ovest
Tel. 085.432151 - Fax 085.51931 - C.C.I.A.A. n. 47408

LABORATORIO GEOTECNICO

SAN LORENZO in CAMPO (PU), 61047 - Via Miralbello, 53

RAPP. DI PROVA N° : 1983/04

COMMITTENTE : CEPAV DUE

COMMESSA :

DATA EMISS. RAPP. : 19/08/2004

NUMERO DI PAGINE : 1 di 1

CANTIERE : 4 Int.BS est/rilev.pl 1+750

**A.A.S.H.T.O. AMERICAN ASSOCIATION OF STATE HIGHWAY
AND TRANSPORTATION OFFICIALS**

ASTM D3282

Sondaggio : S401

Campione : 1C

Profondità : da 3.00 a 3.20 m

**CARATTERISTICHE GRANULOMETRICHE
ANALISI GRANULOMETRICA PER SETACCIATURA****Percentuale passante**

No. 10	(2.0-mm)	(%) :	44.41
No. 40	(0.425-mm)	(%) :	27.90
No. 200	(0.075-mm)	(%) :	19.11

**CARATTERISTICHE DI PLASTICITA'
FRAZIONE PASSANTE A 0.425mm(No.40)**

Limite Liquido LL	(%) :	ND
Indice di Plasticità Ip	:	NP

CLASSIFICAZIONE DELLE TERRE**Classificazione generale :**MATERIALI GRANULARI (Passante a 0.075 mm \leq 35%)**Classificazione di gruppo :**

A-1b

Indice di gruppo :

0.

Materiale tipico costituente :

PIETRAME, GHIAIA E SABBIA

Valutazione generale del materiale come sottofondo :

da ECCELLENTE a BUONO

SPERIMENTATORE

DIRETTORE DEL LABORATORIO

**LABORTEC S.r.l.**65128 PESCARA - Via Raiale, 110/B - Zona Ind.le Ovest
Tel. 085.432151 - Fax 085.51931 - C.C.I.A.A. n. 47408

LABORATORIO GEOTECNICO

SAN LORENZO in CAMPO (PU), 61047 - Via Miralbello,53

RAPP. DI PROVA N° : 1984/04

COMMITTENTE : CEPAV DUE

COMMESSA :

DATA EMISS. RAPP. : 19/08/2004

NUMERO DI PAGINE : 1 di 1

CANTIERE : 4 Int.BS est rilev.pl 1-750

APERTURA CAMPIONE ILA.045

Sondaggio : S401

Campione : 2C

Profondità : da 6.00 a 6.20 m

FUSTELLA tipo : SP

DIAMETRO INTERNO cm. :

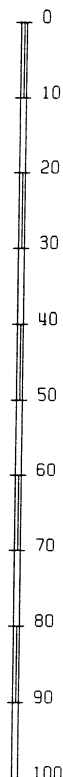
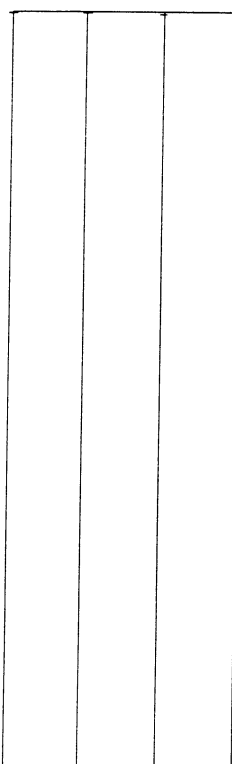
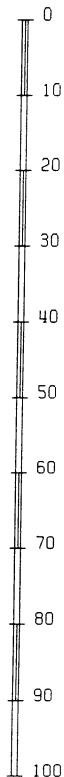
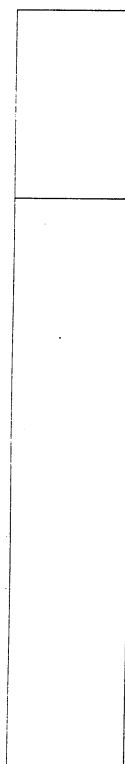
LUNGHEZZA cm. :

PROGRAMMA PROVE

STRATI
GRAFIAPOCKET
PENET.
Kg/cm²TOR
VANE
Kg/cm²

PROVINI

DESCRIZIONE LITOLOGICA DEL CAMPIONE



Ghiaia di tutte le dimensioni, $D_{max} \approx 6.0$ cm, subarrotondata e subangolare in matrice di sabbia limosa, di colore nocciola-grigiastro, non plastica
Forte reazione all'HCl

QUALITA' DEL CAMPIONE

 BUONA SUFFICIENTE INSUFFICIENTE

NOTE :

SPERIMENTATORE

DIRETTORE DI LABORATORIO

**LABORTEC S.r.l.**65128 PESCARA - Via Raiale, 110/B - Zona Ind.le Ovest
Tel. 085.432151 - Fax 085.51931- C.C.I.A.A. n. 47408

LABORATORIO GEOTECNICO

SAN LORENZO in CAMPO (PU), 61047 - Via Miralbello,53

RAPP. DI PROVA N° : 1985/04
DATA EMISS. RAPP. : 19/08/2004
NUMERO DI PAGINE : 1 di 1

COMMITTENTE : CEPAV DUE

COMMESSA :

CANTIERE : 4 Int.BS est/ilev.pl 1+750

APERTURA CAMPIONE ILA.045

Sondaggio : S401

Campione : 3C

Profondità : da 9.00 a 9.20 m

FUSTELLA tipo : SP

DIAMETRO INTERNO cm. :

LUNGHEZZA cm. :

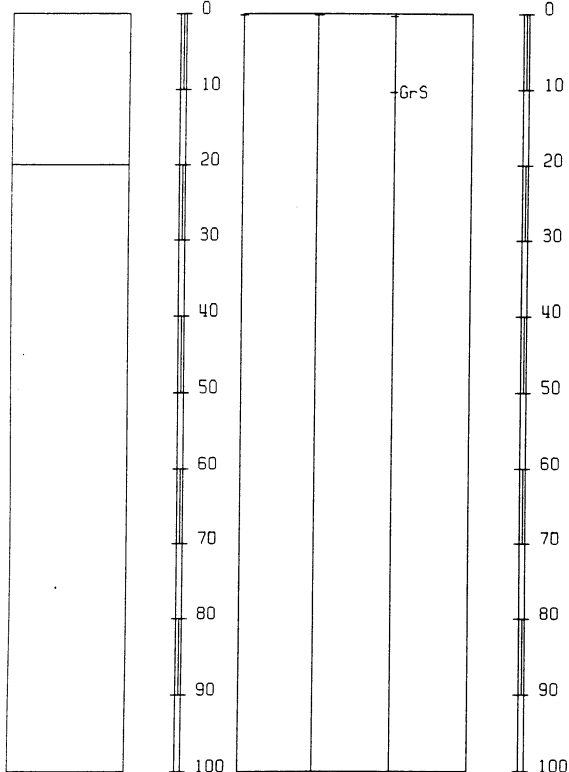
PROGRAMMA PROVE

- GRANULOMETRIA SETACCI (ASTM D422-90)
- CLASSIFICA U.S.C.S. (ASTM D2487-93)
- CLASSIFICA A.A.S.H.T.O. (ASTM D3282-93)

STRATI
GRAFIAPOCKET
PENET.
Kg/cm²TOR
VANE
Kg/cm²

PROVINI

DESCRIZIONE LITOLOGICA DEL CAMPIONE



Ghiaia con sabbia limosa di tutte le dimensioni
D_{max} ≈ 5.0 cm, arrotondata e subarrotondata, di colore
nocciola, non plastica.
Forte reazione all'HCl

QUALITA' DEL CAMPIONE

 BUONA SUFFICIENTE INSUFFICIENTE

NOTE :

SPERIMENTATORE

DIRETTORE DI LABORATORIO



LABORTEC S.r.l.

65128 PESCARA - Via Raiale, 110/B - Zona Ind.le Ovest
Tel. 085.432151 - Fax 085.51931 - C.C.I.A.A. n. 47408

LABORATORIO GEOTECNICO

SAN LORENZO in CAMPO (PU), 61047 - Via Miralbello, 53

RAPP. DI PROVA N° : 1986/04
DATA EMISS. RAPP. : 19/08/2004
NUMERO DI PAGINE : 1 di 2

COMMITTENTE : CEPAV DUE

COMMESSA :

CANTIERE : 4 Int.BS est/nilev.pk 1+750

Sondaggio : S401

Campione : 3C

Profondità : da 9.00 a 9.20 m

ANALISI GRANULOMETRICA ASTM D 422

Classifica U.S.C.S.

GHIAIA

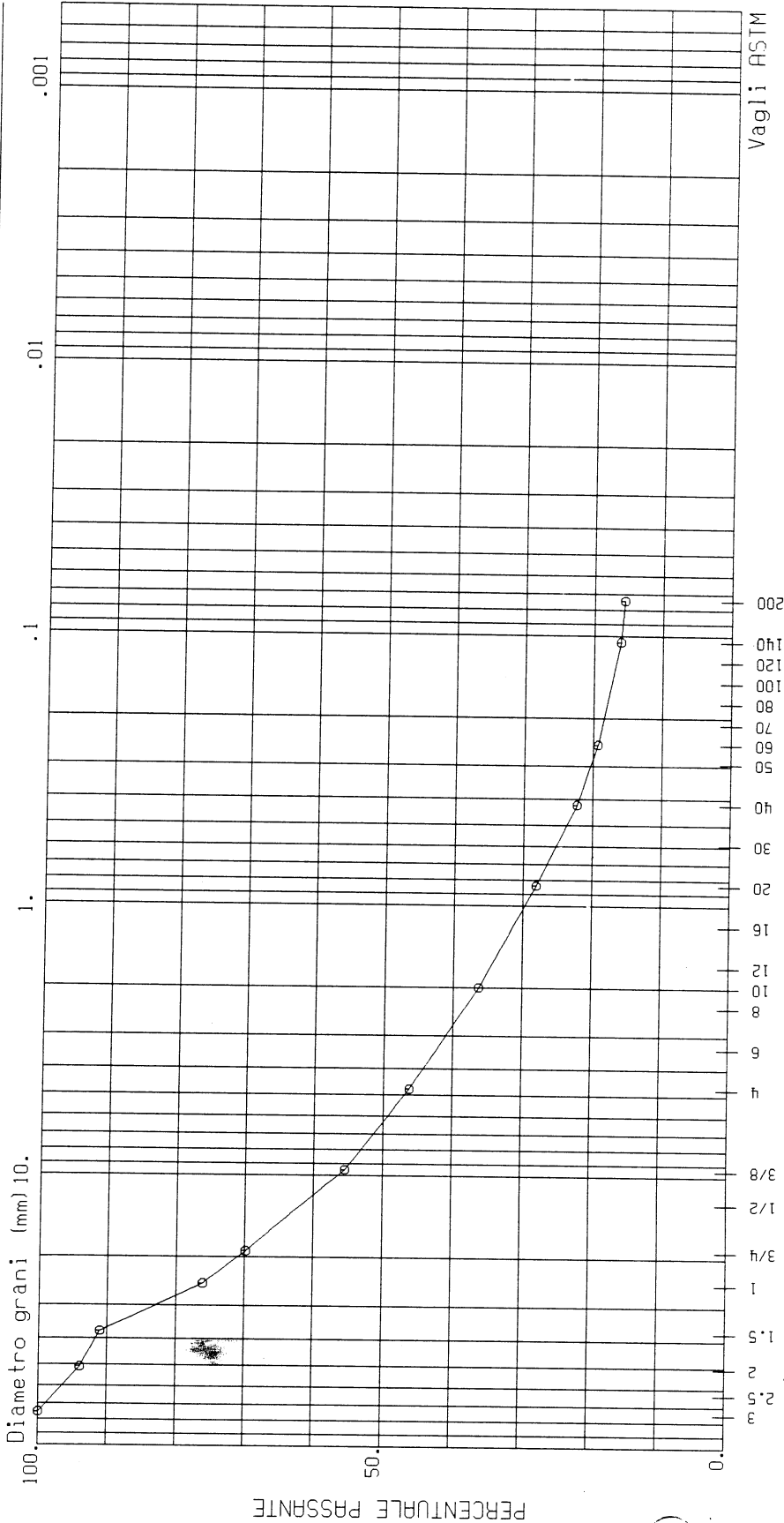
G F

SABBIA

M

F

LIMO - ARGILLA



CIOTTOLI	GHIAIA	SABBIA	% < .075 mm	% < .002 mm	D60 (mm)	D10 (mm)	D30 (mm)	C _u = D60/D10	C _c = D30 ² / (D10 * D60)
0.000	53.726	30.678	15.596	11.788					

SPERIMENTATORE

DIRETTORE DI LABORATORIO

**LABORTEC S.r.l.**65128 PESCARA - Via Raiale, 110/B - Zona Ind.le Ovest
Tel. 085.432151 - Fax 085.51931 - C.C.I.A.A. n. 47408

LABORATORIO GEOTECNICO

SAN LORENZO in CAMPO (PU), 61047 - Via Miralbello,53

RAPP. DI PROVA N° : 1986/04

COMMITTENTE : CEPAV DUE

COMMESSA :

DATA EMISS. RAPP.: 19/08/2004

NUMERO DI PAGINE : 2 di 2

CANTIERE : 4 Int.BS estr.ileu.pl 1+750

A N A L I S I G R A N U L O M E T R I C A

foglio: 1

SONDAGGIO	n. S401	
CAMPIONE	n. 3C	
PROFONDITA'	da m. 9.00	a m. 9.20
VAGLI ASTM N.	DIAMETRO GRANULI mm.	PERC. CUM. PASSANTE
3 inch	75.000	100.00
2.5 inch	63.500	
2 inch	50.800	93.97
1.5 inch	37.500	91.08
1 inch	25.000	76.15
3/4 inch	19.000	69.89
1/2 inch	12.700	
3/8 inch	9.500	55.53
4 mesh	4.750	46.27
6 mesh	3.360	
8 mesh	2.380	
10 mesh	2.000	36.35
12 mesh	1.680	
16 mesh	1.190	
20 mesh	0.840	28.12
30 mesh	0.595	
40 mesh	0.420	22.29
50 mesh	0.297	
60 mesh	0.250	19.35
70 mesh	0.212	
80 mesh	0.177	
100 mesh	0.149	
120 mesh	0.125	
140 mesh	0.105	16.13
200 mesh	0.074	15.60
A		
E		
R		
O		
M		
E		
T		
R		
I		
A		

D10 mm: .000

D30 mm: 1.024

D60 mm: 11.788

SPERIMENTATORE

DIRETTORE DI LABORATORIO

**LABORTEC S.r.l.**

65128 PESCARA - Via Raiale, 110/B - Zona Ind.le Ovest

Tel. 085.432151 - Fax 085.51931 - C.C.I.A.A. n. 47408

LABORATORIO GEOTECNICO

SAN LORENZO in CAMPO (PU), 61047 - Via Miralbello, 53

RAPP. DI PROVA N° : 1987/04	COMMITTENTE : CEPAV DUE	COMMESSA :
DATA EMISS. RAPP. : 19/08/2004		
NUMERO DI PAGINE : 1 di 1	CANTIERE : 4 Int.BS est rilev.pl 1+750	

U.S.C.S. - UNIFIED SOIL CLASSIFICATION SYSTEM**(ASTM D2487) Standard Test Method for****Classification of Soil for Engineering Purpose**

Sondaggio : S401 Campione : 3C Profondità : da 9.00 a 9.20 m

CARATTERISTICHE GRANULOMETRICHE ANALISI GRANULOMETRICA PER SETACCIATURA			
Percentuale passante		Frazioni granulometriche	
3-in. (75-mm)	% : 100	Ghiaia	: 54.
No. 4 (4.75-mm)	% : 46.27	Sabbia	: 31.
No. 200 (0.075-mm)	% : 15.60	Limo + Argilla	: 16.
Coeff. uniformità	Cu :	Coeff. concavità	Cc :

CARATTERISTICHE DI PLASTICITA' FRAZIONE PASSANTE A 0.425mm(No.40)	
Limite Liquido LL (%) :	ND
Indice di Plasticità Ip :	NP

CLASSIFICAZIONE
Group Symbol : GM
Fines Group Symbol : ML
Group Name : Ghiaia limosa con sabbia con frazione fina non plastica

SPERIMENTATORE

DIRETTORE DI LABORATORIO

**LABORTEC S.r.l.**65128 PESCARA - Via Raiale, 110/B - Zona Ind.le Ovest
Tel. 085.432151 - Fax 085.51931 - C.C.I.A.A. n. 47408

LABORATORIO GEOTECNICO

SAN LORENZO in CAMPO (PU), 61047 - Via Miralbello, 53

RAPP. DI PROVA N° : 1988/04

COMMITTENTE : CEPRV DUE

COMMESSA :

DATA EMISS. RAPP. : 19/08/2004

NUMERO DI PAGINE : 1 di 1

CANTIERE : 4 Int.BS est riles.pi 1-750

**A.A.S.H.T.O. AMERICAN ASSOCIATION OF STATE HIGHWAY
AND TRANSPORTATION OFFICIALS****ASTM D3282**

Sondaggio : S401

Campione : 3C

Profondità : da 9.00 a 9.20 m

CARATTERISTICHE GRANULOMETRICHE ANALISI GRANULOMETRICA PER SETACCIATURA			
Percentuale passante			
No. 10	(2.0-mm)	(%) :	36.35
No. 40	(0.425-mm)	(%) :	22.29
No. 200	(0.075-mm)	(%) :	15.60

CARATTERISTICHE DI PLASTICITA' FRAZIONE PASSANTE A 0.425mm(No.40)		
Limite Liquido LL	(%) :	ND
Indice di Plasticità Ip	:	NP

CLASSIFICAZIONE DELLE TERRE
Classificazione generale : MATERIALI GRANULARI (Passante a 0.075 mm \leq 35%)
Classificazione di gruppo : A-1b
Indice di gruppo : 0.
Materiale tipico costituente : PIETRAME, GHIAIA E SABBIA
Valutazione generale del materiale come sottofondo : da ECCELLENTE a BUONO

SPERIMENTATORE

DIRETTORE DI LABORATORIO

**LABORTEC S.r.l.**

65128 PESCARA - Via Raiale, 110/B - Zona Ind.le Ovest
 Tel. 085.432151 - Fax 085.51931 - C.C.I.A.A. n. 47408
 LABORATORIO GEOTECNICO
 SAN LORENZO in CAMPO (PU), 61047 - Via Miralbello, 53

RAPP. DI PROVA N° : 1989/04
 DATA EMISS. RAPP. : 19/08/2004
 NUMERO DI PAGINE : 1 di 1

COMMITTENTE : CEPAV DUE

COMMESSA :

CANTIERE : 4 Int.BS est.rilev.pl. 1+750

APERTURA CAMPIONE ILA.045

Sondaggio : S401

Campione : 4C

Profondità : da 12.00 a 12.20 m

FUSTELLA tipo : SP

DIAMETRO INTERNO cm. :

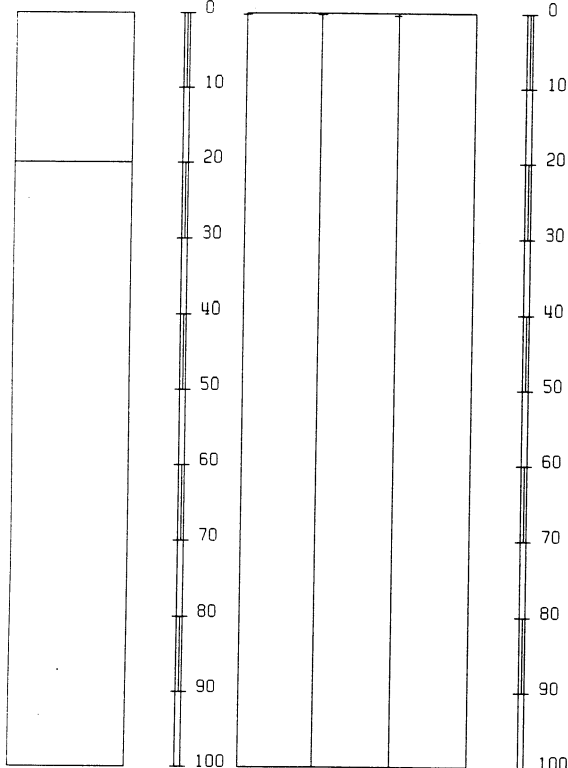
LUNGHEZZA cm. :

PROGRAMMA PROVE

STRATI
GRAFIA

POCKET PENET. Kg/cm ²	TOR VANE Kg/cm ²	PROVINI

DESCRIZIONE LITOLOGICA DEL CAMPIONE



Ghiaia di varie dimensioni, $D_{max} \approx 5.0$ cm, subangolare in matrice di sabbia limosa con tracce di argilla, di colore marrone, non plastico. Forte reazione all'HCl

QUALITA' DEL CAMPIONE

BUONA

SUFFICIENTE

INSUFFICIENTE

NOTE :

SPERIMENTATORE

DIRETTORE DI LABORATORIO

**LABORTEC S.r.l.**65128 PESCARA - Via Raiale, 110/B - Zona Ind.le Ovest
Tel. 085.432151 - Fax 085.51931 - C.C.I.A.A. n. 47408

LABORATORIO GEOTECNICO

SAN LORENZO in CAMPO (PU), 61047 - Via Miralbello,53

RAPP. DI PROVA N° : 1990/04

COMMITTENTE : CEPAV DUE

COMMESSA :

DATA EMISS. RAPP. : 19/08/2004

NUMERO DI PAGINE : 1 di 1

CANTIERE : 4 Int.BS est rilievo pl 1-750

APERTURA CAMPIONE ILA.045

Sondaggio : S401

Campione : 5C

Profondità : da 15.00 a 15.20 m

FUSTELLA tipo : SP

DIAMETRO INTERNO cm. :

LUNGHEZZA cm. :

PROGRAMMA PROVE

- GRANULOMETRIA SETACCI (ASTM D422-90 I)
- CLASSIFICA U.S.C.S. (ASTM D2487-93)
- CLASSIFICA A.A.S.H.T.O. (ASTM D3282-93)

STRATI
GRAFIAPOCKET
PENET.
Kg/cm²TOR
VANE
Kg/cm²

PROVINI

DESCRIZIONE LITOLOGICA DEL CAMPIONE

Limo sabbioso con ghiaia di varie dimensioni,
D_{max}≈3.5 cm, subangolare e subarrotondata; di
colore marrone, non plastico.
Forte reazione all'HCl

GrS

QUALITA' DEL CAMPIONE

 BUONA SUFFICIENTE INSUFFICIENTE

NOTE :

SPERIMENTATORE

DIRETTORE DI LABORATORIO



LABORTEC S.r.l.

65128 PESCARA - Via Raiale, 110/B - Zona Ind.le Ovest

Tel. 085.432151 - Fax 085.51931- C.C.I.A.A. n. 47408

LABORATORIO GEOTECNICO

SAN LORENZO in CAMPO (PU), 61047 - Via Miralbello,53

RAPP. DI PROVA N° : 1991/04

COMMITTENTE : CEPAV DUE

COMMESSA :

DATA EMISS. RAPP. : 19/08/2004

CANTIERE : 4 Int.BS est rilev.pl. 1+750

NUMERO DI PAGINE : 1 di 2

Sondaggio : S401

Campione : 5C

Profondità : da 15.00 a 15.20 m

ANALISI GRANULOMETRICA ASTM D 422

Classifica U.S.C.S.S.

G H I A I A

G

F

F

G

S

M

S

F

L

I

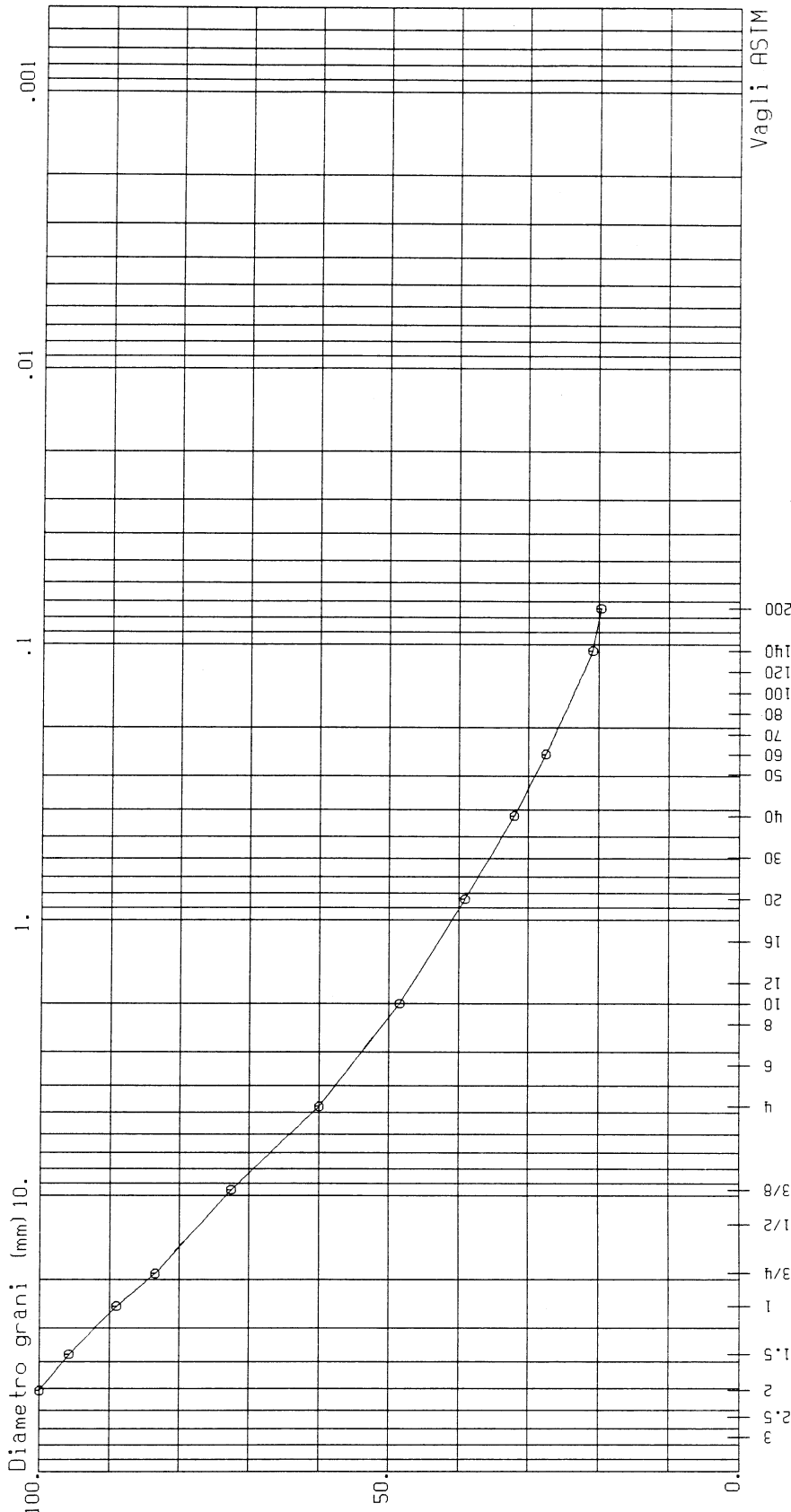
M

A

R

G

L I M O - A R G I L L A



CIOTTOLI	GHIAIA	SABBIA	% < 0.074 mm	% < 0.002 mm	D60 (mm)	D10 (mm)	D30 (mm)	C _u =D60/D10	C _c =D30 ² /D10*0.60
0.000	39.995	40.285	19.719		4.748				

PERCENTUALE PASSANTE



DIRETTORE DI LABORATORIO

SPERIMENTATORE

[Handwritten signature]

**LABORTEC S.r.l.**65128 PESCARA - Via Raiale, 110/B - Zona Ind.le Ovest
Tel. 085.432151 - Fax 085.51931 - C.C.I.A.A. n. 47408

LABORATORIO GEOTECNICO

SAN LORENZO in CAMPO (PU), 61047 - Via Miralbello,53

RAPP. DI PROVA N° : 1991/04
DATA EMISS. RAPP.: 19/08/2004
NUMERO DI PAGINE : 2 di 2

COMMITTENTE : CEPAV DUE

COMMESSA :

CANTIERE : 4 Int.BS est rilevato 1-750

A N A L I S I G R A N U L O M E T R I C A

foglio: 1

VAGLI ASTM N.	DIAMETRO GRANULI mm.	PERC. CUM. PASSANTE
3 inch	75.000	
2.5 inch	63.500	
2 inch	50.800	100.00
1.5 inch	37.500	95.80
1 inch	25.000	89.06
3/4 inch	19.000	83.50
1/2 inch	12.700	
3/8 inch	9.500	72.56
4 mesh	4.750	60.00
6 mesh	3.360	
8 mesh	2.380	
10 mesh	2.000	48.50
12 mesh	1.680	
16 mesh	1.190	
20 mesh	0.840	39.15
30 mesh	0.595	
40 mesh	0.420	32.01
50 mesh	0.297	
60 mesh	0.250	27.54
70 mesh	0.212	
80 mesh	0.177	
100 mesh	0.149	
120 mesh	0.125	
140 mesh	0.105	20.91
200 mesh	0.074	19.72
A		
E		
R		
O		
M		
E		
T		
R		
I		
A		

D10 mm: .000

D30 mm: .333

D60 mm: 4.748

SPERIMENTATORE

DIRETTORE DI LABORATORIO

**LABORTEC S.r.l.**

65128 PESCARA - Via Raiale, 110/B - Zona Ind.le Ovest

Tel. 085.432151 - Fax 085.51931 - C.C.I.A.A. n. 47408

LABORATORIO GEOTECNICO

SAN LORENZO in CAMPO (PU), 61047 - Via Miralbello,53

RAPP. DI PROVA N° : 1992/04

COMMITTENTE : CEPAV DUE

COMMESSA :

DATA EMISS. RAPP. : 19/08/2004

NUMERO DI PAGINE : 1 di 1

CANTIERE : 4 Int.85 est pilea.pl 1+750

U.S.C.S. - UNIFIED SOIL CLASSIFICATION SYSTEM**(ASTM D2487) Standard Test Method for****Classification of Soil for Engineering Purpose**

Sondaggio : S401

Campione : 5C

Profondità : da 15.00 a 15.20m

CARATTERISTICHE GRANULOMETRICHE ANALISI GRANULOMETRICA PER SETACCIATURA			
Percentuale passante		Frazioni granulometriche	
3-in. (75-mm)	% : 100	Ghiaia	: 40.
No. 4 (4.75-mm)	% : 60.00	Sabbia	: 40.
No. 200 (0.075-mm)	% : 19.72	Limo + Argilla	: 20.
Coeff. uniformità	Cu :	Coeff. concavità	Cc :

**CARATTERISTICHE DI PLASTICITA'
FRAZIONE PASSANTE A 0.425mm(No.40)**

Limite Liquido LL (%) : ND

Indice di Plasticità Ip : NP

CLASSIFICAZIONE

Group Symbol : SM

Fines Group Symbol :

ML

Group Name :

Sabbia limosa con ghiaia con frazione fina non
plastica

SPERIMENTATORE

DIRETTORE DI LABORATORIO

**LABORTEC S.r.l.**

65128 PESCARA - Via Raiale, 110/B - Zona Ind.le Ovest

Tel. 085.432151 - Fax 085.51931 - C.C.I.A.A. n. 47408

LABORATORIO GEOTECNICO

SAN LORENZO in CAMPO (PU), 61047 - Via Miralbello,53

RAPP. DI PROVA N° : 1993/04

COMMITTENTE : CEPAV DUE

COMMESSA :

DATA EMISS. RAPP.: 19/08/2004

NUMERO DI PAGINE : 1 di 1

CANTIERE : 4 Int.BS est/rilev.pk 1+750

**A.A.S.H.T.O. AMERICAN ASSOCIATION OF STATE HIGHWAY
AND TRANSPORTATION OFFICIALS****ASTM D3282**

Sondaggio : S401

Campione : 5C

Profondità : da 15.00 a 15.20m

CARATTERISTICHE GRANULOMETRICHE ANALISI GRANULOMETRICA PER SETACCIATURA			
Percentuale passante			
No. 10	(2.0-mm)	(%) :	48.50
No. 40	(0.425-mm)	(%) :	32.01
No. 200	(0.075-mm)	(%) :	19.72

CARATTERISTICHE DI PLASTICITA' FRAZIONE PASSANTE A 0.425mm(No.40)		
Limite Liquido LL	(%) :	ND
Indice di Plasticità Ip	:	NP

CLASSIFICAZIONE DELLE TERRE
Classificazione generale : MATERIALI GRANULARI (Passante a 0.075 mm \leq 35%)
Classificazione di gruppo : A-1b
Indice di gruppo : 0.
Materiale tipico costituente : PIETRAME, GHIAIA E SABBIA
Valutazione generale del materiale come sottofondo : da ECCELLENTE a BUONO

SPERIMENTATORE

DIRETTORE DI LABORATORIO



LABORTEC S.r.l.

65128 PESCARA - Via Raiale, 110/B - Zona Ind.le Ovest
Tel. 085.432151 - Fax 085.51931- C.C.I.A.A. n. 47408

LABORATORIO GEOTECNICO

SAN LORENZO in CAMPO (PU), 61047 - Via Miralbello,53

RAPP. DI PROVA N° : 1994/04

COMMITTENTE : CEPAV DUE

COMMESSA :

DATA EMISS. RAPP. : 19/08/2004

CANTIERE : 4 Int.BS est/rilev.pl 1+750

NUMERO DI PAGINE : 1 di 1

APERTURA CAMPIONE ILA.045

Sondaggio : S401

Campione : 6C

Profondità : da 18.00 a 18.20 m

FUSTELLA tipo : SP

DIAMETRO INTERNO cm. :

LUNGHEZZA cm. :

PROGRAMMA PROVE

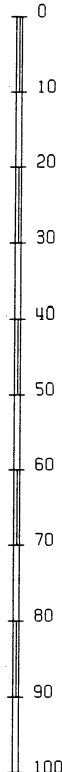
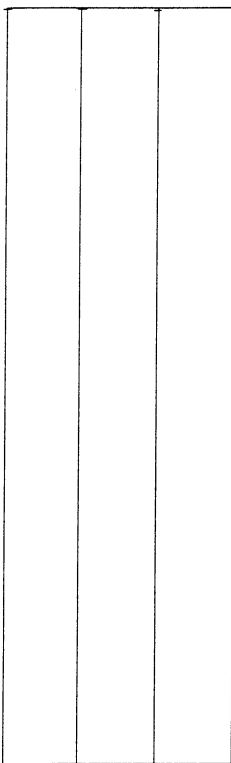
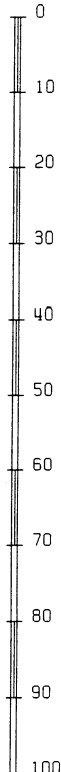
STRATI
GRAFIA

POCKET
PENET.
Kg/cm²

TOR
VANE
Kg/cm²

PROVINI

DESCRIZIONE LITOLOGICA DEL CAMPIONE



Ghiaia di tutte le dimensioni, $D_{max} \approx 8.0$ cm, subarrotondata e subangolare con limo sabbioso debolmente argilloso, da poco plastico a non plastico.
Forte reazione all'HCl

QUALITA' DEL CAMPIONE

BUONA

SUFFICIENTE

INSUFFICIENTE

NOTE :

SPERIMENTATORE

DIRETTORE DI LABORATORIO

**LABORTEC S.r.l.**65128 PESCARA - Via Raiale, 110/B - Zona Ind.le Ovest
Tel. 085.432151 - Fax 085.51931 - C.C.I.A.A. n. 47408**LABORATORIO GEOTECNICO**
SAN LORENZO in CAMPO (PU), 61047 - Via Miralbello,53RAPP. DI PROVA N° : 1995/04
DATA EMISS. RAPP. : 19/08/2004
NUMERO DI PAGINE : 1 di 1COMMITTENTE : CEPAV QUE
COMMESSA :
CANTIERE : 4 Int.BS est/rilev.pk 1+750**APERTURA CAMPIONE ILA.045**

Sondaggio : S401 Campione : 7C Profondità : da 21.00 a 21.20 m

FUSTELLA tipo : SP DIAMETRO INTERNO cm. : LUNGHEZZA cm. :

PROGRAMMA PROVE

-GRANULOMETRIA SETACCI (ASTM D422-90)

-CLASSIFICA U.S.C.S. (ASTM D2487-93)

-CLASSIFICA A.A.S.H.T.O. (ASTM D3282-93)

STRATI GRAFIA	POCKET PENET. Kg/cm ²	TOR VANE Kg/cm ²	PROVINI	DESCRIZIONE LITOLOGICA DEL CAMPIONE
			Gr-S	Ghiaia prevalentemente fina, subangolare e subarrotondata, in una matrice di sabbia limosa, debolmente argillosa non plastica, di colore nocciola. Forte reazione all'HCl

QUALITA' DEL CAMPIONE BUONA SUFFICIENTE INSUFFICIENTE

NOTE :

SPERIMENTATORE
*[Signature]*DIRETTORE DI LABORATORIO
[Signature]

Codice: 050-086104Data: 04/08/2004 - 04/08/2004



LABORTEC S.r.l.

65128 PESCARA - Via Raiale, 110/B - Zona Ind.le Ovest
Tel. 085.432151 - Fax 085.51931 - C.C.I.A.A. n. 47408

LABORATORIO GEOTECNICO

SAN LORENZO in CAMPO (PU), 61047 - Via Miralbello,53

RAPP. DI PROVA N° : 1996/04
DATA EMISS. RAPP. : 19/08/2004
NUMERO DI PAGINE : 1 di 2

COMMITTENTE : CEPAV DUE

COMMESSA :

CANTIERE : 4 Int.BS est.rilev.ph 1+750

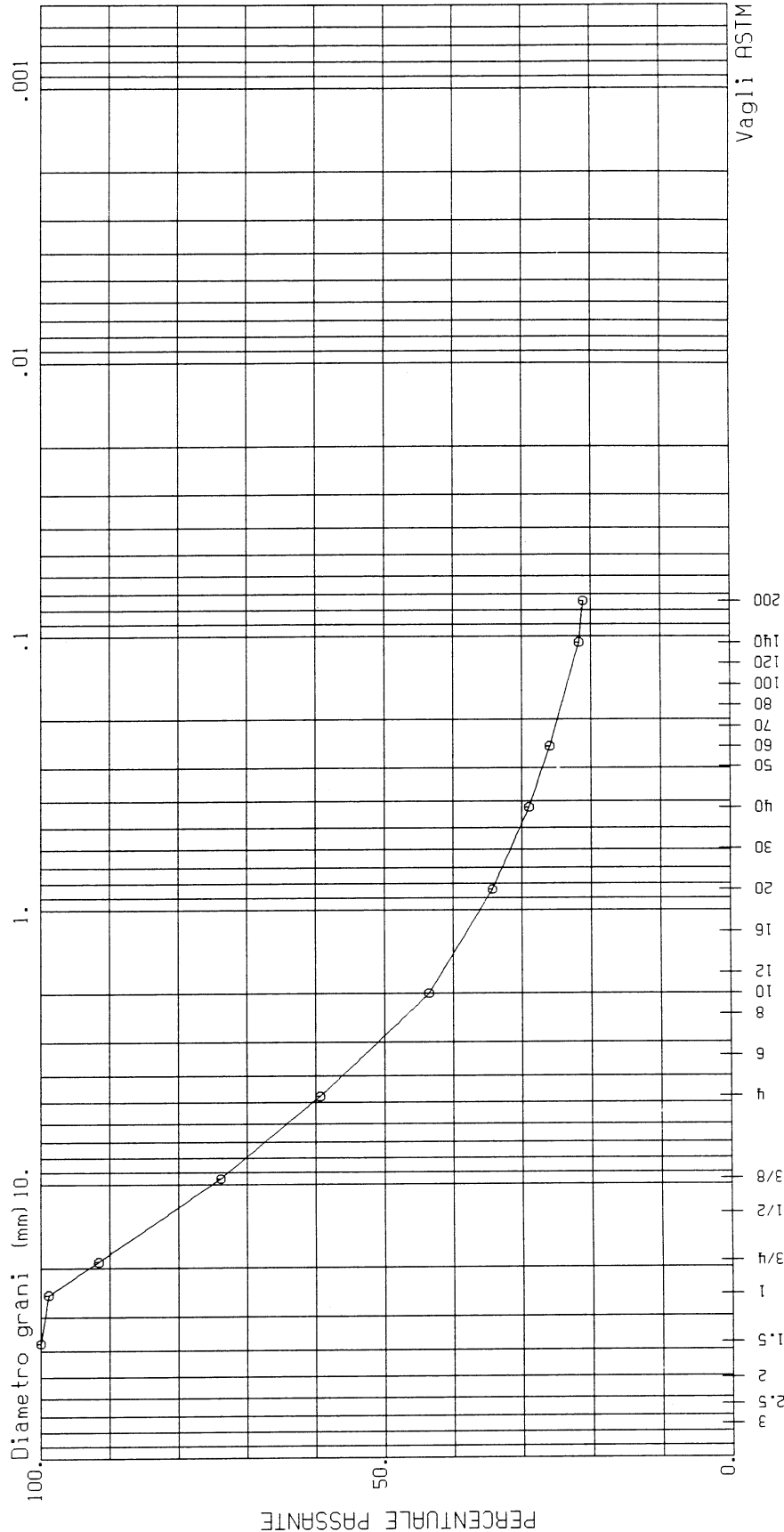
Sondaggio : S401

Campione : 7C

Profondità : da 21.00 a 21.20 m

ANALISI GRANULOMETRICA ASTM D 422

Classifica U.S.C.S.		SABBIA		LIMO - ARGILLA	
G	GHIAIA	G	M	F	F



CIOTTOLI	GHIAIA	SABBIA	% < .075mm	% < .002mm	D60 (mm)	D10 (mm)	D30 (mm)	C _u =D60/D10	C _c =D30 ² /D10*0.60
0.000	40.604	38.273	21.123	4.889					

SPERIMENTATORE

DIRETTORE DI LABORATORIO

**LABORTEC S.r.l.**65128 PESCARA - Via Raiale, 110/B - Zona Ind.le Ovest
Tel. 085.432151 - Fax 085.51931 - C.C.I.A.A. n. 47408

LABORATORIO GEOTECNICO

SAN LORENZO in CAMPO (PU), 61047 - Via Miralbello,53

RAPP. DI PROVA N° : 1996/04
DATA EMISS. RAPP. : 19/08/2004
NUMERO DI PAGINE : 2 di 2

COMMITTENTE : CEPAV DUE

COMMESSA :

CANTIERE : 4 Int.BS est rilev.pl i+750

A N A L I S I G R A N U L O M E T R I C A

foglio: 1

SONDAGGIO	n. S401	
CAMPIONE	n. 7C	
PROFONDITA'	da m. 21.00	a m. 21.20
VAGLI ASTM N.	DIAMETRO GRANULI mm.	PERC. CUM. PASSANTE
3 inch	75.000	
2.5 inch	63.500	
2 inch	50.800	
1.5 inch	37.500	100.00
1 inch	25.000	98.90
3/4 inch	19.000	91.66
1/2 inch	12.700	
3/8 inch	9.500	73.87
4 mesh	4.750	59.40
6 mesh	3.360	
8 mesh	2.380	
10 mesh	2.000	43.56
12 mesh	1.680	
16 mesh	1.190	
20 mesh	0.840	34.30
30 mesh	0.595	
40 mesh	0.420	28.99
50 mesh	0.297	
60 mesh	0.250	25.98
70 mesh	0.212	
80 mesh	0.177	
100 mesh	0.149	
120 mesh	0.125	
140 mesh	0.105	21.73
200 mesh	0.074	21.12
A		
E		
R		
O		
M		
E		
T		
R		
I		
A		

D10 mm: .000

D30 mm: .479

D60 mm: 4.889

SPERIMENTATORE

DIRETTORE DI LABORATORIO

**LABORTEC S.r.l.**

65128 PESCARA - Via Raiale, 110/B - Zona Ind.le Ovest
Tel. 085.432151 - Fax 085.51931 - C.C.I.A.A. n. 47408
LABORATORIO GEOTECNICO
SAN LORENZO in CAMPO (PU), 61047 - Via Miralbello,53

RAPP. DI PROVA N° : 1997/04	COMMITTENTE : CEPAV DUE	COMMESSA :
DATA EMISS. RAPP. : 19/08/2004		
NUMERO DI PAGINE : 1 di 1	CANTIERE : 4 Int.BS est/rilev.pk 1+750	

U.S.C.S. - UNIFIED SOIL CLASSIFICATION SYSTEM
(ASTM D2487) Standard Test Method for
Classification of Soil for Engineering Purpose

Sondaggio : S401 Campione : 7C Profondità : da 21.00 a 21.20m

CARATTERISTICHE GRANULOMETRICHE ANALISI GRANULOMETRICA PER SETACCIATURA				
Percentuale passante			Frazioni granulometriche	
3-in.	(75-mm)	% : 100	Ghiaia	: 41.
No. 4	(4.75-mm)	% : 59.40	Sabbia	: 38.
No. 200	(0.075-mm)	% : 21.12	Limo + Argilla	: 21.
Coeff. uniformità	Cu :		Coeff. concavità	Cc :

CARATTERISTICHE DI PLASTICITA' FRAZIONE PASSANTE A 0.425mm(No.40)		
Limite Liquido LL	(%) :	ND
Indice di Plasticità Ip	:	NP

CLASSIFICAZIONE	
Group Symbol :	GM
Fines Group Symbol :	ML
Group Name :	Ghiaia limosa con sabbia con frazione fina non plastica

SPERIMENTATORE

DIRETTORE DI LABORATORIO

**LABORTEC S.r.l.**

65128 PESCARA - Via Raiale, 110/B - Zona Ind.le Ovest

Tel. 085.432151 - Fax 085.51931 - C.C.I.A.A. n. 47408

LABORATORIO GEOTECNICO

SAN LORENZO in CAMPO (PU), 61047 - Via Miralbello,53

RAPP. DI PROVA N° : 1999/04
DATA EMISS. RAPP. : 19/08/2004
NUMERO DI PAGINE : 1 di 1

COMMITTENTE : CEPAV DUE

COMMESSA :

CANTIERE : 4 Int.BS estr.ilev.pl. 1+750

**A.A.S.H.T.O. AMERICAN ASSOCIATION OF STATE HIGHWAY
AND TRANSPORTATION OFFICIALS**

ASTM D3282

Sondaggio : S401

Campione : 7C

Profondità : da 21.00 a 21.20m

CARATTERISTICHE GRANULOMETRICHE ANALISI GRANULOMETRICA PER SETACCIATURA			
Percentuale passante			
No. 10	(2.0-mm)	(%) :	43.56
No. 40	(0.425-mm)	(%) :	28.99
No. 200	(0.075-mm)	(%) :	21.12

CARATTERISTICHE DI PLASTICITA' FRAZIONE PASSANTE A 0.425mm(No.40)		
Limite Liquido LL	(%) :	ND
Indice di Plasticità Ip	:	NP

CLASSIFICAZIONE DELLE TERRE
Classificazione generale : MATERIALI GRANULARI (Passante a 0.075 mm \leq 35%)
Classificazione di gruppo : A-1b
Indice di gruppo : 0.
Materiale tipico costituente : PIETRAME, GHIAIA E SABBIA
Valutazione generale del materiale come sottofondo : da ECCELLENTE a BUONO

SPERIMENTATORE

DIRETTORE DI LABORATORIO

**LABORTEC S.r.l.**65128 PESCARA - Via Raiale, 110/B - Zona Ind.le Ovest
Tel. 085.432151 - Fax 085.51931 - C.C.I.A.A. n. 47408

LABORATORIO GEOTECNICO

SAN LORENZO in CAMPO (PU), 61047 - Via Miralbello,53

RAPP. DI PROVA N° : 2000/04
DATA EMISS. RAPP.: 19/08/2004
NUMERO DI PAGINE : 1 di 1

COMMITTENTE : CEPAV DUE

COMMESSA :

CANTIERE : 4 Int.BS est/rilev.pl 1+750

APERTURA CAMPIONE ILA.045

Sondaggio : S401

Campione : 8C

Profondità : da 24.00 a 24.20 m

FUSTELLA tipo : SP

DIAMETRO INTERNO cm. :

LUNGHEZZA cm. :

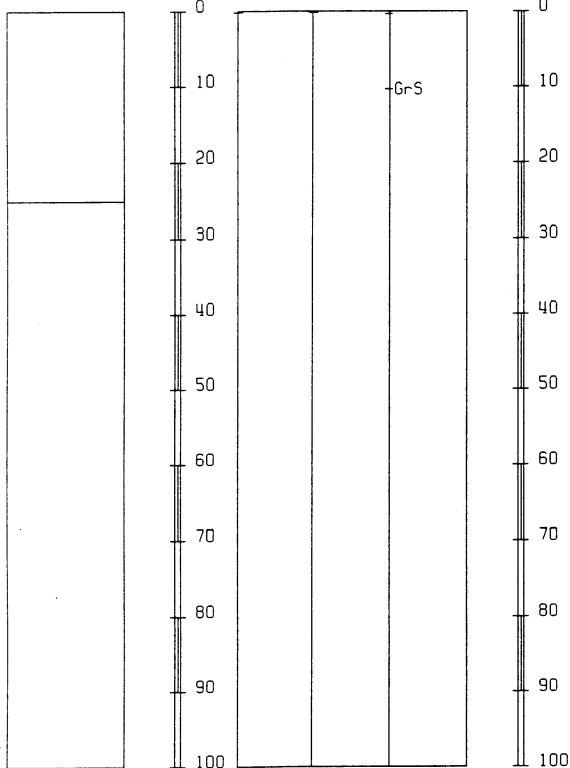
PROGRAMMA PROVE

- GRANULOMETRIA SETACCI (ASTM D422-90)
- CLASSIFICA U.S.C.S. (ASTM D2487-93)
- CLASSIFICA A.A.S.H.T.O. (ASTM D3282-93)

STRATI
GRAFIAPOCKET
PENET.
Kg/cm²TOR
VANE
Kg/cm²

PROVINI

DESCRIZIONE LITOLOGICA DEL CAMPIONE



Ghiaia di tutt le dimensioni, D_{max}≈ 5.5 cm, suban golare e subarrotondata, in matrice limosa-sabbios non plastica, di colore nocciola.
Forte reazione all'HCl

QUALITA' DEL CAMPIONE

 BUONA SUFFICIENTE INSUFFICIENTE

NOTE :

SPERIMENTATORE

DIRETTORE DI LABORATORIO



LABORTEC S.r.l.

65128 PESCARA - Via Raiale, 110/B - Zona Ind.le Ovest

Tel. 085.432151 - Fax 085.51931 - C.C.I.A.A. n. 47408

LABORATORIO GEOTECNICO

SAN LORENZO in CAMPO (PU), 61047 - Via Miralbello,53

RAPP. DI PROVA N° : 2001/04
DATA EMISS. RAPP.: 19/08/2004
NUMERO DI PAGINE : 1 di 2

COMMITTENTE : CEPAV DUE

COMMESSA :

CANTIERE : 4 Int.BS est/rilev.pk 1+750

Sondaggio : S401

Campione : 8C

Profondità : da 24.00 a 24.20 m

ANALISI GRANULOMETRICA ASTM D 422

Classifica U.S.C.S.

GHIAIA

SABBIA

LIMO - ARGILLA

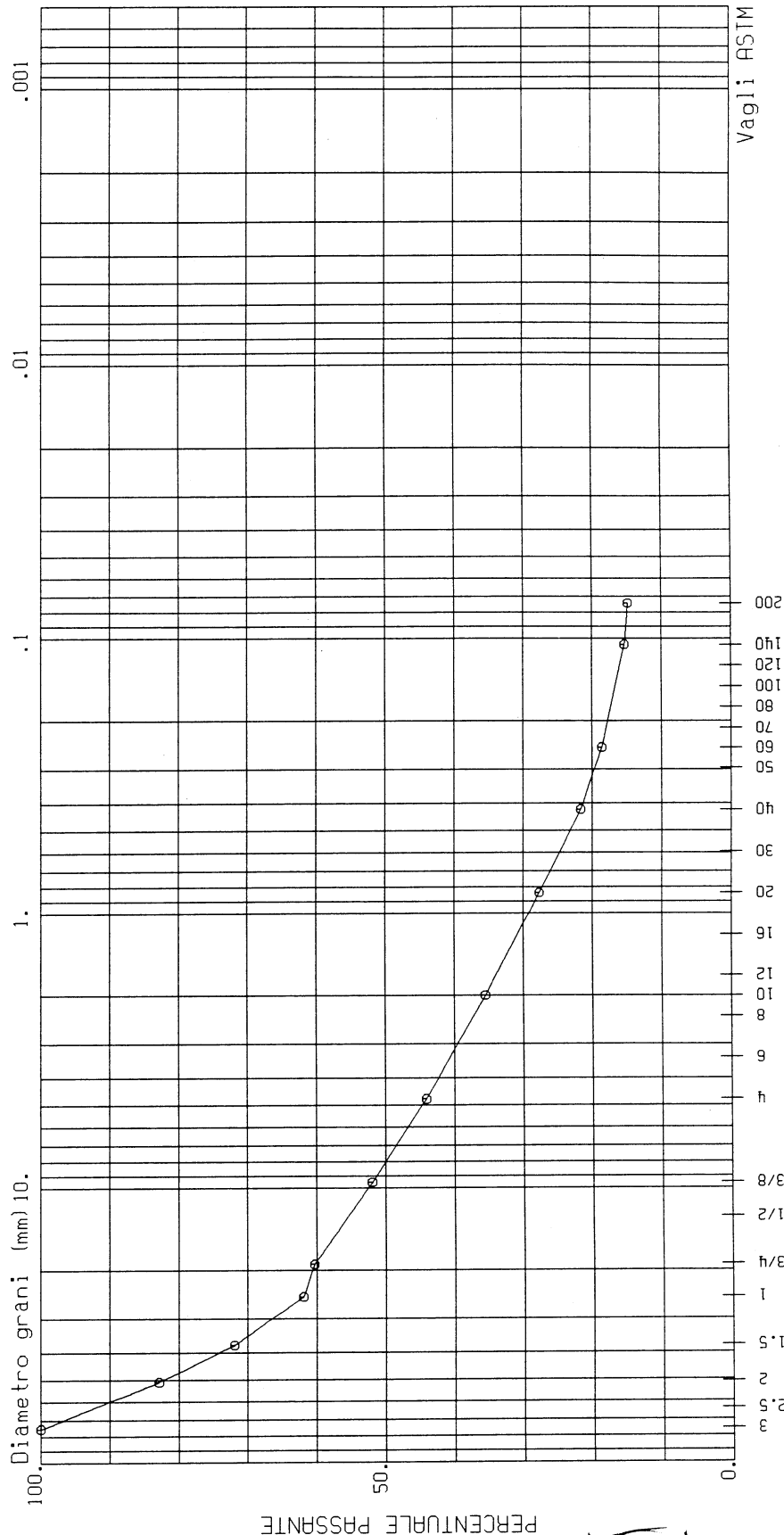
G

F

G

M

F



CIOTTOLI	GHIAIA	SABBIA	% < .075mm	% < .002mm	D60 (mm)	D10 (mm)	D30 (mm)	C _u =D60/D10	C _c =0.30*/D10*0.60
0.000	55.878	29.282	14.840		18.467				

SPERIMENTATORE

DIRETTORE DI LABORATORIO

**LABORTEC S.r.l.**

65128 PESCARA - Via Raiale, 110/B - Zona Ind.le Ovest
Tel. 085.432151 - Fax 085.51931 - C.C.I.A.A. n. 47408
LABORATORIO GEOTECNICO
SAN LORENZO in CAMPO (PU), 61047 - Via Miralbello,53

RAPP. DI PROVA N° : 2001/04
DATA EMISS. RAPP.: 19/08/2004
NUMERO DI PAGINE : 2 di 2

COMMITTENTE : CEPAV DUE

COMMESSA :

CANTIERE : 4 Int.BS est/rilev.pk 1+750

A N A L I S I G R A N U L O M E T R I C A

foglio: 1

SONDAGGIO	n. S401	
CAMPIONE	n. 8C	
PROFONDITA'	da m. 24.00	a m. 24.20
VAGLI ASTM N.	DIAMETRO GRANULI mm.	PERC. CUM. PASSANTE
3 inch	75.000	100.00
2.5 inch	63.500	
2 inch	50.800	82.90
1.5 inch	37.500	71.94
1 inch	25.000	61.93
3/4 inch	19.000	60.34
1/2 inch	12.700	
3/8 inch	9.500	51.97
4 mesh	4.750	44.12
6 mesh	3.360	
8 mesh	2.380	
10 mesh	2.000	35.56
12 mesh	1.680	
16 mesh	1.190	
20 mesh	0.840	27.69
30 mesh	0.595	
40 mesh	0.420	21.67
50 mesh	0.297	
60 mesh	0.250	18.62
70 mesh	0.212	
80 mesh	0.177	
100 mesh	0.149	
120 mesh	0.125	
140 mesh	0.105	15.33
200 mesh	0.074	14.84
A		
E		
R		
O		
M		
E		
T		
R		
I		
A		

D10 mm: .000

D30 mm: 1.084

D60 mm: 18.467

SPERIMENTATORE

DIRETTORE DI LABORATORIO



LABORTEC S.r.l.

65128 PESCARA - Via Raiale, 110/B - Zona Ind.le Ovest
Tel. 085.432151 - Fax 085.51931 - C.C.I.A.A. n. 47408

LABORATORIO GEOTECNICO

SAN LORENZO in CAMPO (PU), 61047 - Via Miralbello,53

RAPP. DI PROVA N° : 2002/04

COMMITTENTE : CEPAV DUE

COMMESSA :

DATA EMISS. RAPP.: 19/08/2004

NUMERO DI PAGINE : 1 di 1

CANTIERE : 4 Int.BS est/ilev.pl 1+750

U.S.C.S. - UNIFIED SOIL CLASSIFICATION SYSTEM

(ASTM D2487) Standard Test Method for

Classification of Soil for Engineering Purpose

Sondaggio : S401

Campione : 8C

Profondità : da 24.00 a 24.20m

CARATTERISTICHE GRANULOMETRICHE ANALISI GRANULOMETRICA PER SETACCIATURA			
Percentuale passante		Frazioni granulometriche	
3-in. (75-mm)	% : 100	Ghiaia	: 56.
No. 4 (4.75-mm)	% : 44.12	Sabbia	: 29.
No. 200 (0.075-mm)	% : 14.84	Limo + Argilla	: 15.
Coeff. uniformità	Cu :	Coeff. concavità	Cc :

CARATTERISTICHE DI PLASTICITA' FRAZIONE PASSANTE A 0.425mm(No.40)

Limite Liquido LL (%) : ND

Indice di Plasticità Ip : NP

CLASSIFICAZIONE

Group Symbol : GM

Fines Group Symbol :

ML

Group Name :

Ghiaia limosa con sabbia con frazione fina non
plastica

SPERIMENTATORE

DIRETTORE DI LABORATORIO

**LABORTEC S.r.l.**

65128 PESCARA - Via Raiale, 110/B - Zona Ind.le Ovest
Tel. 085.432151 - Fax 085.51931 - C.C.I.A.A. n. 47408
LABORATORIO GEOTECNICO
SAN LORENZO in CAMPO (PU), 61047 - Via Miralbello,53

RAPP. DI PROVA N° : 2003/04
DATA EMISS. RAPP. : 19/08/2004
NUMERO DI PAGINE : 1 di 1

COMMITTENTE : CEPAV DUE

COMMESSA :

CANTIERE : 4 Int.B5 estrileu.pl 1+750

A.A.S.H.T.O. AMERICAN ASSOCIATION OF STATE HIGHWAY AND TRANSPORTATION OFFICIALS

ASTM D3282

Sondaggio : S401

Campione : 8C

Profondità : da 24.00 a 24.20m

CARATTERISTICHE GRANULOMETRICHE ANALISI GRANULOMETRICA PER SETACCIATURA

Percentuale passante

No. 10	(2.0-mm)	(%) :	35.56
No. 40	(0.425-mm)	(%) :	21.67
No. 200	(0.075-mm)	(%) :	14.84

CARATTERISTICHE DI PLASTICITA' FRAZIONE PASSANTE A 0.425mm(No.40)

Limite Liquido LL	(%) :	ND
Indice di Plasticità Ip	:	NP

CLASSIFICAZIONE DELLE TERRE

Classificazione generale :

MATERIALI GRANULARI (Passante a 0.075 mm \leq 35%)

Classificazione di gruppo :

A-1a

Indice di gruppo :

0.

Materiale tipico costituente :

PIETRAME, GHIAIA E/O SABBIA

Valutazione generale del materiale come sottofondo :

da ECCELLENTE a BUONO

SPERIMENTATORE

DIRETTORE DI LABORATORIO

**LABORTEC S.r.l.**65128 PESCARA - Via Raiale, 110/B - Zona Ind.le Ovest
Tel. 085.432151 - Fax 085.51931 - C.C.I.A.A. n. 47408

LABORATORIO GEOTECNICO

SAN LORENZO in CAMPO (PU), 61047 - Via Miralbello,53

RAPP. DI PROVA N° : 2004/04
DATA EMISS. RAPP.: 19/08/2004
NUMERO DI PAGINE : 1 di 1

COMMITTENTE : CEPAV DUE

COMMESSA :

CANTIERE : 4 Int.BS est/rilev.pl. 1+750

APERTURA CAMPIONE ILA.045

Sondaggio : S401

Campione : 9C

Profondità : da 27.00 a 27.20 m

FUSTELLA tipo : SP

DIAMETRO INTERNO cm. :

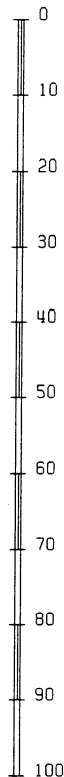
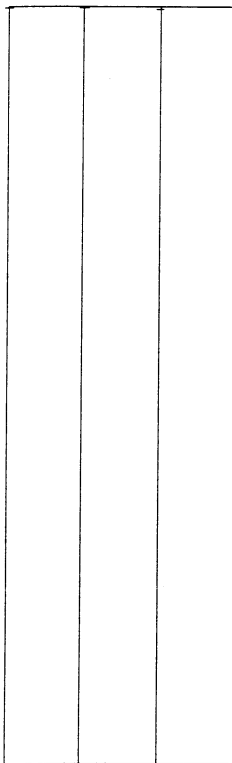
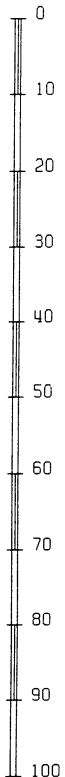
LUNGHEZZA cm. :

PROGRAMMA PROVE

STRATI
GRAFIAPOCKET
PENET.
Kg/cm²TOR
VANE
Kg/cm²

PROVINI

DESCRIZIONE LITOLOGICA DEL CAMPIONE



Ghiaia in matrice limo-sabbiosa di varia granulometria, $D_{max} \approx 5.0$ cm. subangolare e subarrotondata di colore nocciola.
Forte reazione all'HCl
Sono presenti frammenti di carota di natura rocciosa.

QUALITA' DEL CAMPIONE

 BUONA SUFFICIENTE INSUFFICIENTE

NOTE :

SPERIMENTATORE

DIRETTORE DI LABORATORIO

**LABORTEC S.r.l.**

65128 PESCARA - Via Raiale, 110/B - Zona Ind.le Ovest

Tel. 085.432151 - Fax 085.51931 - C.C.I.A.A. n. 47408

LABORATORIO GEOTECNICO

SAN LORENZO in CAMPO (PU), 61047 - Via Miralbello,53

RAPP. DI PROVA N° : 2005/04

COMMITTENTE : CEPAV DUE

COMMESSA :

DATA EMISS. RAPP.: 19/08/2004

NUMERO DI PAGINE : 1 di 1

CANTIERE : 4 Int.BS est rilev.pl. 1+750

APERTURA CAMPIONE ILA.045

Sondaggio : S401

Campione : 10C

Profondità : da 30.00 a 30.20 m

FUSTELLA tipo : SP	DIAMETRO INTERNO cm. :	LUNGHEZZA cm. :
--------------------	------------------------	-----------------

PROGRAMMA PROVE

STRATI GRAFIA	POCKET PENET. Kg/cm ²	TOR VANE Kg/cm ²	PROVINI	DESCRIZIONE LITOLOGICA DEL CAMPIONE
				Ghiaia sabbiosa di varie dimensioni, D _{max} ≈7.0 cm, subarrotondata e subangolare in matrice limo-argillosa, di colore marrone-nocciola, non plastica. Forte reazione all'HCl

QUALITA' DEL CAMPIONE BUONA SUFFICIENTE INSUFFICIENTE

NOTE :

SPERIMENTATORE
[Signature]

DIRETTORE DI LABORATORIO
[Signature]

Codice: 050-086104Data: 04/08/2004 - 04/08/2004