

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

SLF3 - SOTTOPASSO S.C. VIA BETLEMME - PK 148+787,141
RELAZIONE GEOTECNICA

GENERAL CONTRACTOR	DIRETTORE LAVORI
Consorzio Cepav due Consorzio Cepav due Il Direttore del Consorzio <i>(Ing. T. Taranta)</i> Data: _____	Valido per costruzione Data: _____

COMMESSA	LOTTO	FASE	ENTE	TIPO DOC	OPERA/DISCIPLINA	PROGR	REV
I N O R	1 1	E	E 2	R B	S L F 3 0 0	0 0 1	A

PROGETTAZIONE							IL PROGETTISTA
Rev.	Descrizione	Redatto	Data	Verificato	Data	Data	
A	Emissione	GUILARTE	27/08/18	AIELLO	27/08/18	27/08/18	 Il Responsabile (Dot. Ing. V. Aiello) ALBO PROVINCIALE INGEGNERI VERONA Iscrizione n° 1553 Data: 27/08/18
B							
C							

CIG. 751447334A

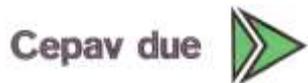
File INOR11EE2RBSLF300001A_02.docx



Progetto cofinanziato dalla Unione Europea

CUP: F81H9100000008

GENERAL CONTRACTOR



ALTA SORVEGLIANZA



Doc. N.

Progetto
INOR

Lotto
11

Codifica Documento
E E2 RB SL F3 00 001

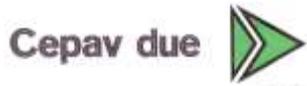
Rev.
A

Foglio
2 di 47

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	9
9.	PARAMETRI GEOTECNICI DEL TERRENO DI FONDAZIONE	10
10.	PROBLEMATICHE LEGATE AL SISMA	13
10.1.	DEFINIZIONE DEL SISMA DI PROGETTO	13
10.2.	VALUTAZIONE DELLA MAGNITUDO	14
10.3.	STABILITÀ DEL SITO IN CONDIZIONI SISMICHE	16
11.	SOLUZIONI PROGETTUALI	17
12.	CRITERI DI CALCOLO DELLA CAPACITÀ PORTANTE	18
12.1.	SCATOLARI E MURI AD U	18
13.	STIMA DEI CEDIMENTI ATTESI E DELLE COSTANTI DI SOTTOFONDO	20
14.	CALCOLO DELLE SPINTE SUI MURI	23
14.1.	CRITERI GENERALI	23
14.1.1.	<i>Spinte attive in condizioni statiche</i>	24
14.1.2.	<i>Spinte passive in condizioni statiche</i>	24
14.1.3.	<i>Spinte a riposo</i>	25
14.1.4.	<i>Spinte attive in condizioni sismiche</i>	26
14.1.5.	<i>Spinte passive in condizioni sismiche</i>	29
14.1.6.	<i>Sovraspinte sismiche per muri non in grado di spostarsi</i>	30
14.1.7.	<i>Calcolo allo stato limite di muri</i>	31
15.	VERIFICHE DI RESISTENZA ALLO STATO LIMITE ULTIMO DEGLI SCATOLARI E DEI MURI AD U	33

GENERAL CONTRACTOR



ALTA SORVEGLIANZA



Doc. N.	Progetto INOR	Lotto 11	Codifica Documento E E2 RB SL F3 00 001	Rev. A	Foglio 3 di 47
---------	------------------	-------------	--	-----------	-------------------

15.1. SEZIONE TIPICA DEL MANUFATTO SCATOLARE DEL SOTTOPASSO DELLA LINEA STORICA.....	35
15.3. MURI AD U	39
16. BIBLIOGRAFIA	41
17. FIGURE RIASSUNTIVE DEI RISULTATI DELLE INDAGINI.....	42
ALLEGATI AL DOCUMENTO.....	47

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 sottovia poderale SLF3. L'opera in oggetto ricade a cavallo tra i comuni di Sona e Sommacampagna (VR) ed è ubicata alla pk 148+787.141 della Linea AV Milano-Verona; viene a collocarsi in un'area pressoché pianeggiante (quota del piano campagna variabile nell'intorno delle quote +88÷89 m s.l.m.m.).

Il manufatto attraversa sia la linea AV/AC che l'ITC VR MERCI; entrambe le linee sono in rilevato con quota piano ferro pari a circa +95.612 m s.l.m.m per AV/AC e +95.657 per ITC VR MERCI; le profondità massime di scavo risulteranno dell'ordine di 1.5÷2 m dal p.c. locale interessando terreni fino a quote assolute pari a circa +86.94 m s.l.m.m..

L'opera si compone di un manufatto scatolare e di 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 dello scatolare:

Esterne:

larghezza della sezione scatolare pari a 5.60 m.

altezza: 6.95 m.

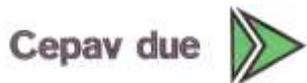
Interne:

larghezza netta della sezione scatolare pari a 4.00 m.

altezza netta: 5.60 m.

I muri a U hanno altezze variabili, con un massimo di circa 7.70 m.

GENERAL CONTRACTOR



ALTA SORVEGLIANZA



Doc. N.

Progetto
INORLotto
11Codifica Documento
E E2 RB SL F3 00 001Rev.
AFoglio
6 di 47

3. DOCUMENTAZIONE DI RIFERIMENTO

SLF3 - SOTTOPASSO S.C. VIA BETLEMME - PK 148+787,141

CODICE										DESCRIZIONE	
INOR	11	E	E2	R	O	SL	F3	0	0	001	SLF3 - SOTTOPASSO S.C. VIA BETLEMME - PK 148+787,141 - RELAZIONE TECNICA GENERALE
INOR	11	E	E2	R	B	SL	F3	0	0	001	SLF3 - SOTTOPASSO S.C. VIA BETLEMME - PK 148+787,141 - RELAZIONE GEOTECNICA
INOR	11	E	E2	P	7	SL	F3	0	0	001	SLF3 - SOTTOPASSO S.C. VIA BETLEMME - PK 148+787,141 - PLANIMETRIA STATO DI FATTO
INOR	11	E	E2	P	8	SL	F3	0	0	001	SLF3 - SOTTOPASSO S.C. VIA BETLEMME - PK 148+787,141 - PLANIMETRIA DI PROGETTO
INOR	11	E	E2	W	Z	SL	F3	0	0	001	SLF3 - SOTTOPASSO S.C. VIA BETLEMME - PK 148+787,141 - SEZIONI TIPO
INOR	11	E	E2	B	B	SL	F3	0	0	002	SLF3 - SOTTOPASSO S.C. VIA BETLEMME - PK 148+787,141 - CARPENTERIA - PIANTE E SEZIONE LONGITUDINALE
INOR	11	E	E2	B	B	SL	F3	0	0	002	SLF3 - SOTTOPASSO S.C. VIA BETLEMME - PK 148+787,141 - CARPENTERIA - SEZIONI TRASVERSALI
INOR	11	E	E2	B	B	SL	F3	0	9	001	SLF3 - SOTTOPASSO S.C. VIA BETLEMME - PK 148+787,141 - CARPENTERIA - PIANTE MONTANTI PARAPETTI E BARRIERE ANTIRUMORE SOTTOVIA
INOR	11	E	E2	B	Z	SL	F3	0	1	001	SLF3 - SOTTOPASSO S.C. VIA BETLEMME - PK 148+787,141 - SCAVI E OPERE PROVVISORIE - PIANTE E SEZIONI
INOR	11	E	E2	B	Z	SL	F3	0	0	001	SLF3 - SOTTOPASSO S.C. VIA BETLEMME - PK 148+787,141 - ARMATURA SOTTOVIA AV/AC
INOR	11	E	E2	B	B	SL	F3	0	0	003	SLF3 - SOTTOPASSO S.C. VIA BETLEMME - PK 148+787,141 - ARMATURA MURI AD "U" - CONCI 1-2
INOR	11	E	E2	C	L	SL	F3	0	0	001	SLF3 - SOTTOPASSO S.C. VIA BETLEMME - PK 148+787,141 - RELAZIONE DI CALCOLO SOTTOVIA AV/AC
INOR	11	E	E2	C	L	SL	F3	0	0	002	SLF3 - SOTTOPASSO S.C. VIA BETLEMME - PK 148+787,141 - RELAZIONE DI CALCOLO MURI AD "U"
INOR	11	E	E2	C	L	SL	F3	0	1	001	SLF3 - SOTTOPASSO S.C. VIA BETLEMME - PK 148+787,141 - RELAZIONE DI CALCOLO OPERE PROVVISORIE
INOR	11	E	E2	P	Z	SL	F3	0	9	001	SLF3 - SOTTOPASSO S.C. VIA BETLEMME - PK 148+787,141 - PIANTE PUNTI LUCE E CAVIDOTTI
INOR	11	E	E2	4	R	SL	F3	0	9	001	SLF3 - SOTTOPASSO S.C. VIA BETLEMME - PK 148+787,141 - RELAZIONE DIMENSIONAMENTO ILLUMINOTECNICO
INOR	11	E	E2	4	R	SL	F3	0	9	002	SLF3 - SOTTOPASSO S.C. VIA BETLEMME - PK 148+787,141 - RELAZIONE DIMENSIONAMENTO DELLE LINEE E DELLE APPARECCHIATURE ELETTRICHE

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:

- AS---- → 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 dell’opera 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=Tube Aperto C=Casagrande
SA202O132	2001-2002	+88.50	40.0	-

Doc. N.

Progetto
INOR

Lotto
11

Codifica Documento
E E2 RB SL F3 00 001

Rev.
A

Foglio
8 di 47

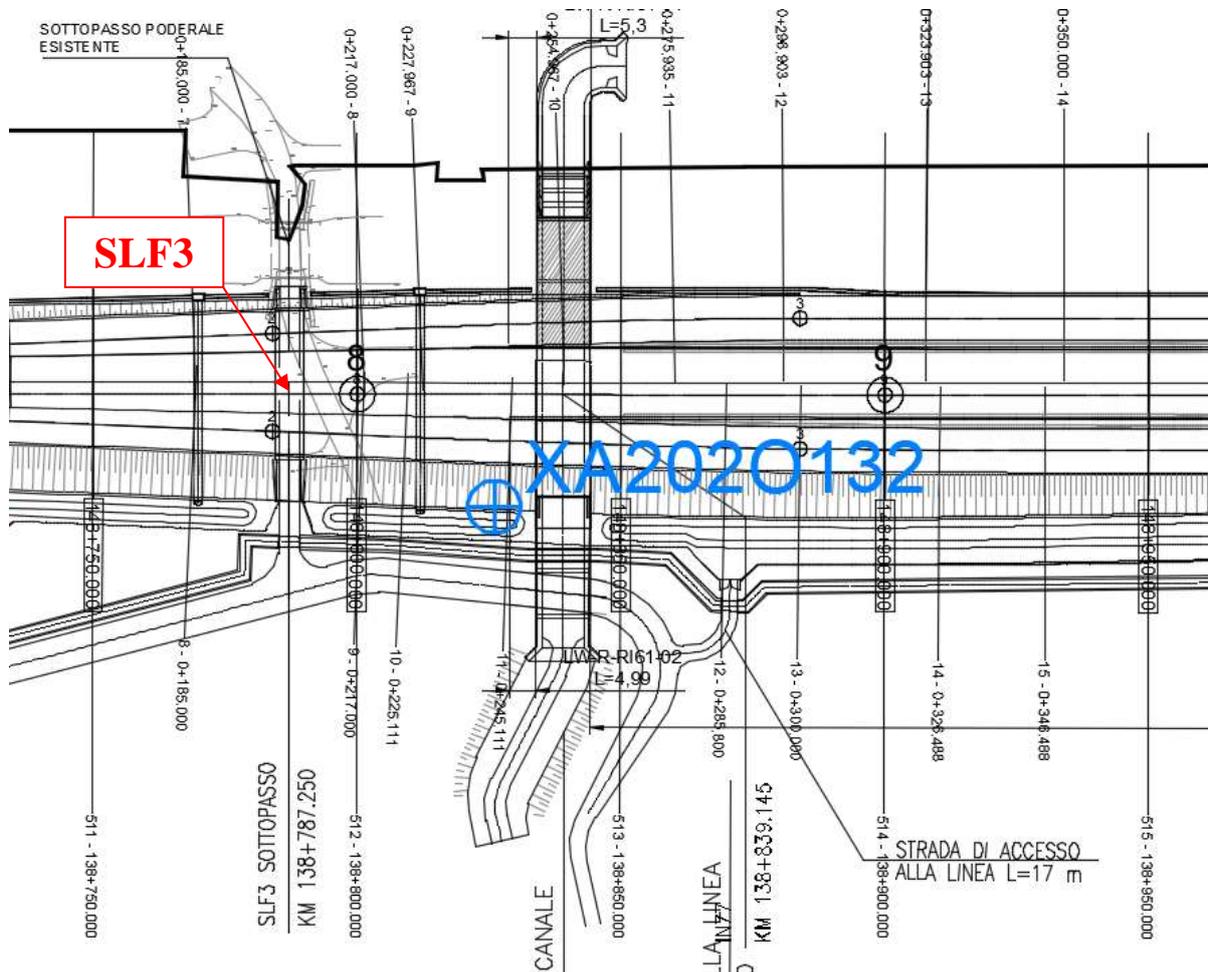


Figura 5-1 Stralcio planimetrico con sondaggi

6. DESCRIZIONE STRATIGRAFICA

Le stratigrafie dei sondaggi presi in considerazione mostrano, per gli orizzonti d'interesse ai fini della costruzione dell'opera in oggetto, una prevalenza di ghiaia sabbioso limosa.

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

7. CONDIZIONI DELLA FALDA

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 +72.80 m s.l.m.m.; si assumono pertanto i seguenti valori:

- quota falda di progetto in fase di esercizio: +73.80 m
- quota falda di progetto in fase di costruzione (di cantiere): +73.50 m

La quota del p.c. è dell'ordine di +88÷89 m s.l.m.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	NSPT (colpi/30cm)
1	0.0	0.5	Terreno vegetale/agrario	-
2	0.5	30	Ghiaia sabbioso limosa	>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 (%)	>50
ϕ_p (°) ⁽¹⁾	38
$\phi_{\text{operativo}}$ (°) ⁽²⁾	36
ϕ_{cv} (°) ⁽³⁾	35
K_o	0.5
GSC	>1 in superficie
V_s (m/s) ⁽⁴⁾	300÷500
G_0 (kPa) ⁽⁵⁾	200'000÷500'000 interpolabile da un'espressione del tipo: $280'000 \cdot (p'/100)^{0.5}$

Simbologia:

- γ = Peso di volume;
- D_r = Densità relativa;
- ϕ_p = Angolo di attrito di picco;
- $\phi_{\text{operativo}}$ = 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 $k = k_0 \rightarrow$ rilevati
 - $G = (1/5 \div 1/3) \cdot G_0$, con G_0 valutato assumendo $k = k_0 \rightarrow$ fondazioni dirette e opere di sostegno.
 - $G = 1/3 \cdot G_0$, con G_0 valutato assumendo $k = k_0 \rightarrow$ 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.

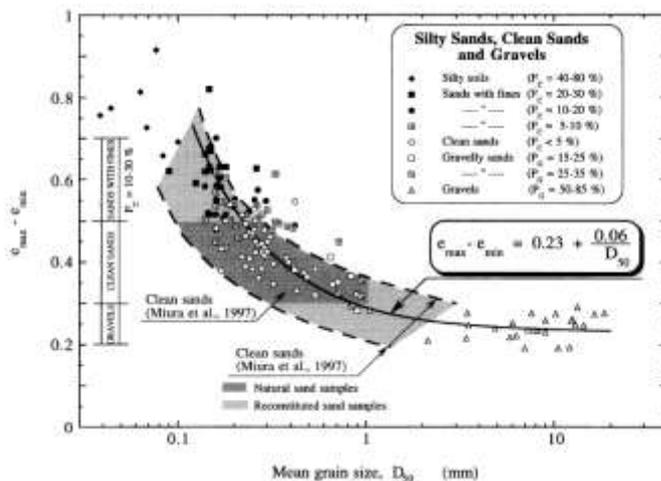


Table 2. Typical values of the void ratio range for silty sands, clean sands and gravels

Soil type	F_c (%)	P_c (%)	$e_{max} - e_{min}$
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.

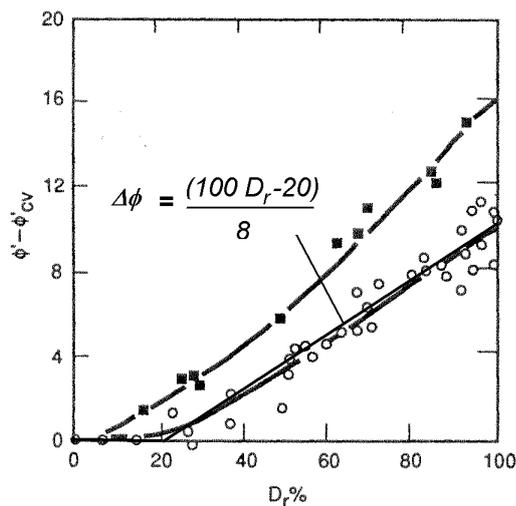


Figura 9-2: modificata da Fleming et al (1992)

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
- Angolo di resistenza al taglio

$$\gamma = 20 \text{ kN/m}^3.$$

$\phi' = 35^\circ$ 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 a cavallo tra i comuni di Sona e Sommacampagna (VR); ai fini della caratterizzazione sismica, ponendosi dal lato della sicurezza, si assumono i parametri maggiormente gravosi ai fini progettuali.

Comune di Sommacampagna (VR)		
a_g	accelerazione orizzontale massima del terreno su suolo di categoria A, espressa come frazione dell'accelerazione di gravità;	0.237 g
F_0	valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale	2.432
T^*_c	periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale	0.283 s
S_s	coefficiente di amplificazione stratigrafica Cat B	1.170
S_T	coefficiente di amplificazione topografica	1.000

Comune di Sona (VR)		
a_g	accelerazione orizzontale massima del terreno su suolo di categoria A, espressa come frazione dell'accelerazione di gravità;	0.204 g
F_0	valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale	2.466
T^*_c	periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale	0.279 s
S_s	coefficiente di amplificazione stratigrafica Cat B	1.199
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 ottengono valori di $N_{SPT,30} > 50$, a cui è associata la **categoria B** “*Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fina molto consistenti, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di $N_{SPT,30} > 50$* ”, come definito nella normativa NTC2008.

L' accelerazione massima risulta quindi:

$$a_{max}(SLV) = 1.170 \times 0.237g = 0.277 g$$

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 10-3 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.

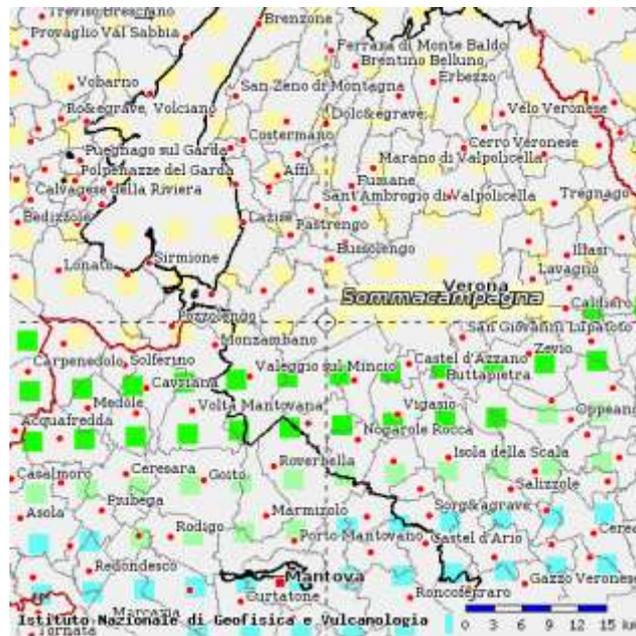


Figura 10-1: estratto mappa sismica INGV (Comune di Sommacampagna)

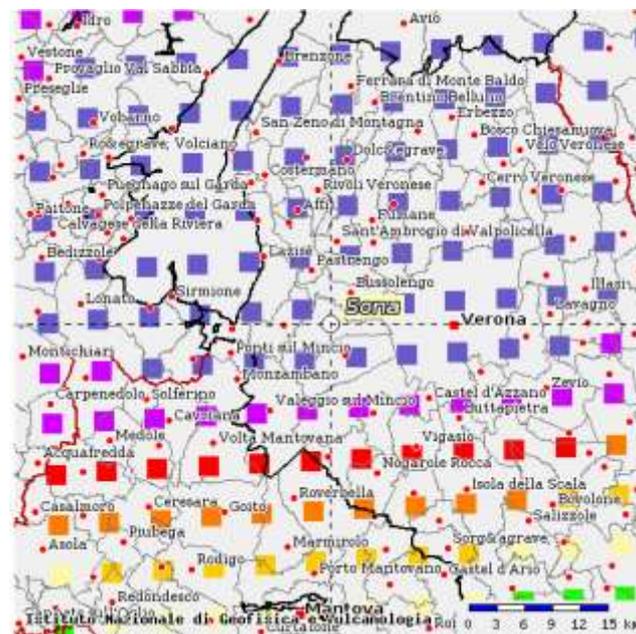


Figura 10-2: estratto mappa sismica INGV (Comune di Sona)

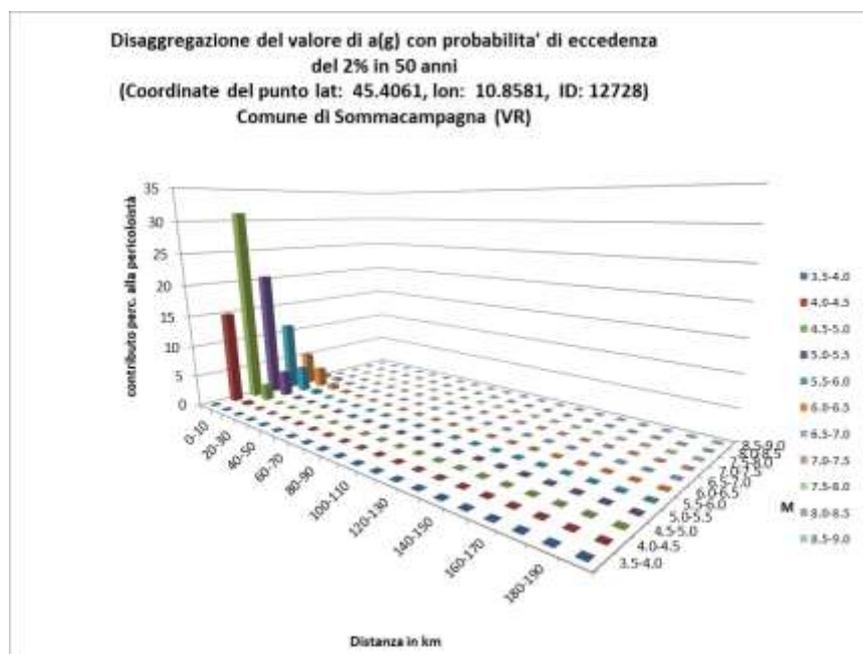


Figura 10-3: Contributi specifici magnitudo-distanza alla pericolosità sismica (Comune di Sommacampagna)

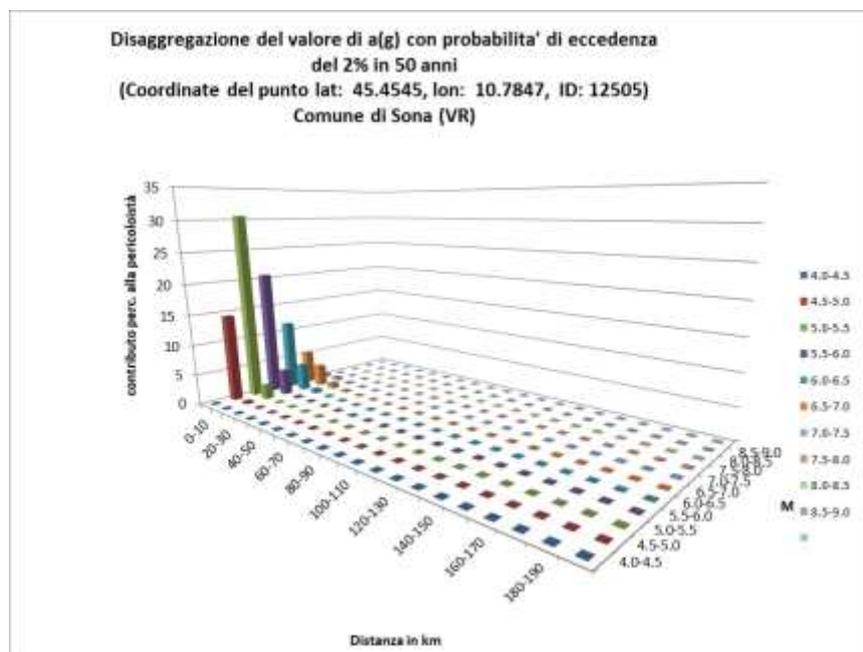


Figura 10-4: Contributi specifici magnitudo-distanza alla pericolosità sismica (Comune di Sona)

10.3. STABILITÀ DEL SITO IN CONDIZIONI SISMICHE

Le misurazioni della profondità della falda evidenziano soggiacenze superiori a 15 m da piano campagna; pertanto, in accordo al punto 7.11.3.4.2 di NTC08, la verifica a liquefazione può essere omessa.

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

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

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)

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

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

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

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

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

$$d_\gamma = 1$$

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

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

$$g_q = 1$$

$$g_\gamma = 1$$

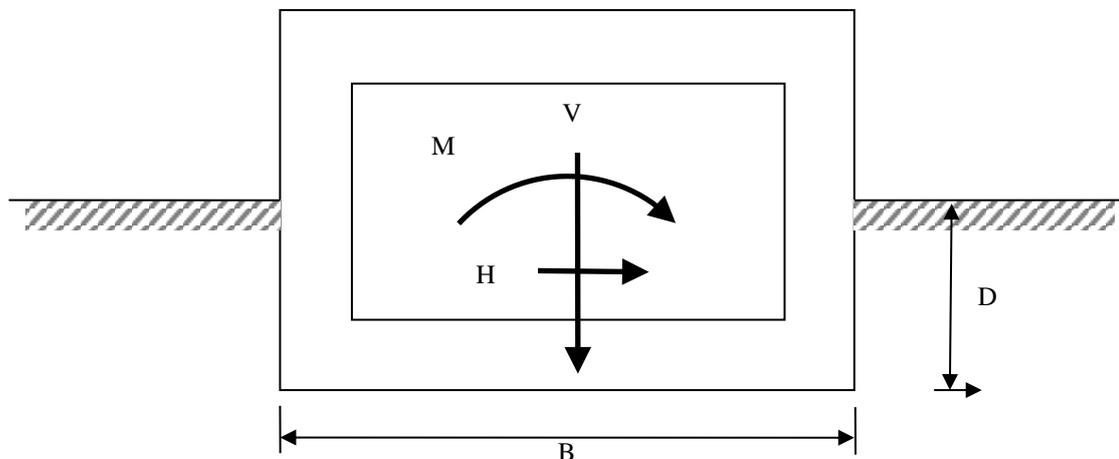


Figura 12-1

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 rinfiaccio 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.

Per i sottopassi scatolari ci si riferisce ad una dimensione media; si stima un carico sulle fondazioni pari a circa 133 kPa.

TITOLO: SLF3 - AV/AC**CALCOLO CEDIMENTI - Metodo Burland & Burbidge**

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

$$s_{st} = f_1 \cdot f_b \cdot f_t \cdot \left[\sigma'_{vmax} \cdot B^{0.7} \cdot \frac{L}{3} + (q' - \sigma'_{vmax}) \cdot B^{0.7} \cdot I_c \right] \quad \text{per } q' > \sigma'_{vmax}$$

$$s_{st} = f_1 \cdot f_b \cdot f_t \cdot \left[q' \cdot B^{0.7} \cdot \frac{L}{3} \right] \quad \text{per } q' \leq \sigma'_{vmax}$$

stf = cedimento

q' = pressione efficace esercitata sul terreno dalla fondazione

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

B = dimensione minore della fondazione

L = dimensione maggiore della fondazione

Ic = indice di compressibilità

NSPTcalcolo = valore NSPT di calcolo già corretto

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

z1 = profondità significativa

5	mm
133	kPa
20	kPa
5.6	m
29	m
0.01	
60	Colpi NSPT
20	anni
3.77	m

$$f_1 = \frac{\left(1.25 \cdot \frac{L}{B}\right)^2}{\frac{L}{B} + 0.25} = \text{coefficiente di forma}$$

fs 1.42

$$f_b = \frac{H}{z_1} \cdot \left(2 - \frac{H}{z_1}\right) = \text{coefficiente che tiene conto della presenza di uno strato incompressibile alla profondità } H < z_1 \text{ dal piano di imposta della fondazione}$$

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

fb 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.

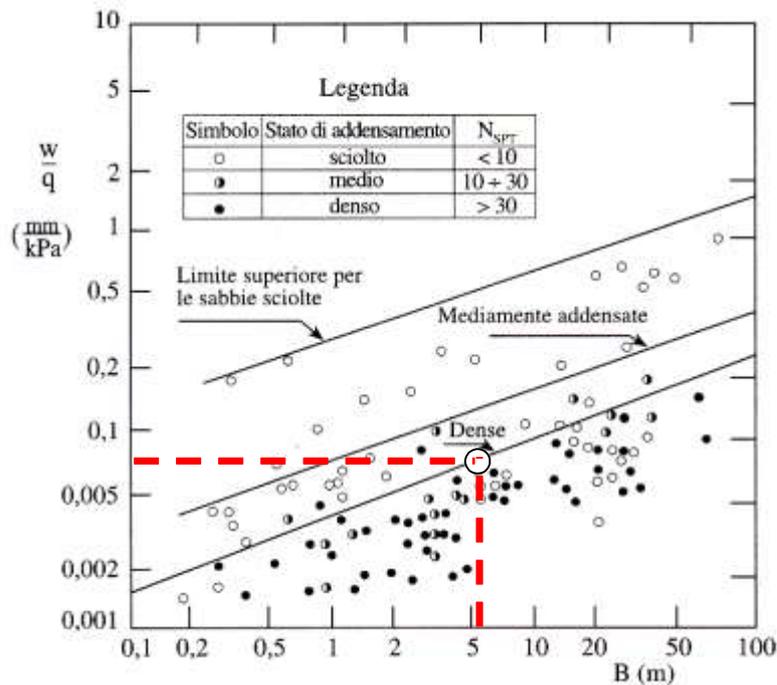


Figura 13-1 Cedimenti osservati per fondazioni su sabbie di vario addensamento (Burland et al. 1977)
(figura tratta da Viggiani (1998))

Per una larghezza equivalente di lato pari a circa 5.60 m, si stima, in questo caso $w/q \cong 005$ [mm/kPa].

Con riferimento ad una pressione media dell'ordine di 133 kPa il cedimento medio stimato, in questo caso, sarà pari a:

$$w = (133 \text{ kPa}) \cdot (0.05 \text{ mm/kPa}) \cong 7 \text{ mm}$$

In conclusione, il cedimento atteso si attesta attorno a 5-7 millimetri, con un valore medio dell'ordine di 6 mm. 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

$$K_v = (w/q)^{-1} = (0.05 \cdot 10^{-3})^{-1} \sim 20000 \text{ kPa/m}$$

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

$$\text{(SLV)} \quad k_h = a_{\max}/g \qquad \text{in questo caso} \qquad k_h = 0.277$$

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

$$\text{(SLV)} \quad k_h = \beta_m \cdot a_{\max}/g, \text{ con } \beta_m=1 \qquad \text{in questo caso} \qquad k_h = (1) \cdot (0.277) = 0.277$$

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.

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

$$\text{in questo caso } \beta_m = 0.31, \text{ quindi } k_h = (0.31) \cdot (0.277) = 0.08587$$

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

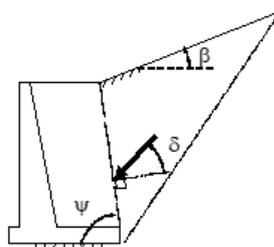
$$K_A = \tan^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\phi}{2}\right) \quad (14-2)$$

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

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



(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**.

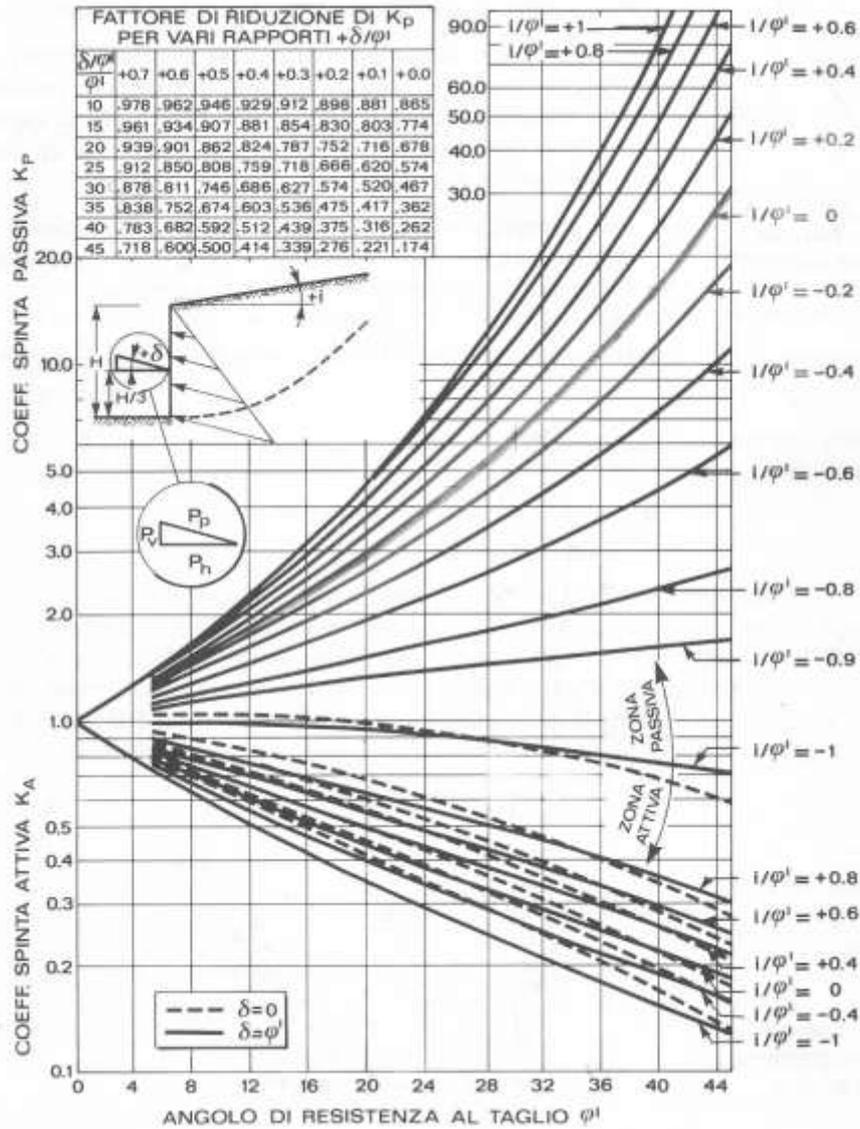


Figura 14-1: abaco per il calcolo di K_A e K_P (condizioni statiche)

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

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

Con $OCR = GSC =$ 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

Orizzontale = $k_h \cdot g$ Verticale = $k_v \cdot g$

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

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

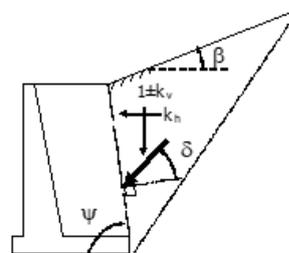
Il primo termine è la spinta attiva dovuta allo scheletro solido, il secondo termine E_{ws} è la risultante delle pressioni idrostatiche ed il terzo E_{wd} è la risultante delle sovrappressioni interstiziali.

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:

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

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

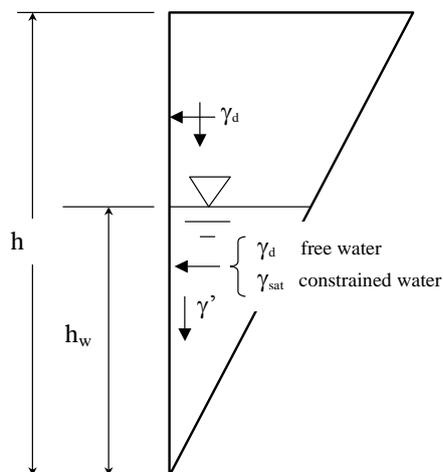
In questo caso dovranno essere aggiunte sia la spinta idrostatica sia la sovraspinta idrodinamica della stessa acqua di falda.

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

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

Rilevato parzialmente immerso

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

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

Figura 14-2: terrapieno parzialmente immerso.

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

$$\tan \theta = \frac{\gamma_H^* k_h}{\gamma_v^* (1 - k_v)}$$

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. Sovrappinte 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.

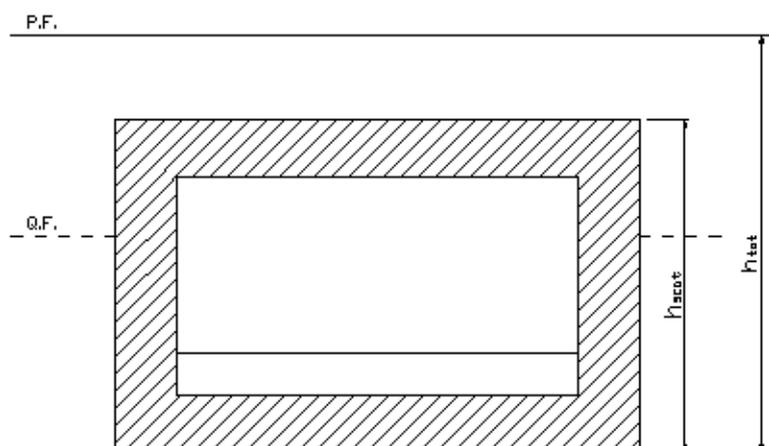


Figura 14-3

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.

				Azioni (A)	Parametri geotecnici (M)			Resistenze (R)	
					tan (ϕ)	c'	S _u		
Approccio 1	COMB 1	A1+M1+R1	Verifiche strutturali (STR)	Rilevato	$\gamma_F = \gamma_{G1} = 1.30$	$\gamma_\phi = 1$	$\gamma_{c'} = 1$	$\gamma_{cu} = 1$	$\gamma_R = 1$
				Sovraccarico	$\gamma_F = \gamma_{Q1} = 1.50$				
	COMB 2	A2+M2+R2	scorrimento e capacità portante (GEO)	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 1	A1+M1+R1	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	$\gamma_F = \gamma_{Q1} = 1.30$				
	COMB 2	A2+M2+R2	scorrimento e capacità portante (GEO)	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	COMB 1	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	$\gamma_F = \gamma_{Q1} = 1.50$				
	COMB 2	A2+M2+R2	scorrimento e capacità portante (GEO)	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	A2+M2+R2	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:

- l'APPROCCIO 2 può essere omissa nel caso di muri dotati di ancoraggio al terreno
- 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

				Azioni (A)	Parametri geotecnici (M)			Resistenze (R)	
					tan (ϕ)	c'	S _u		
Approccio 1	COMB 1	A1+M1+R1	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	A2+M2+R2	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 oltrech  irrealistiche.

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

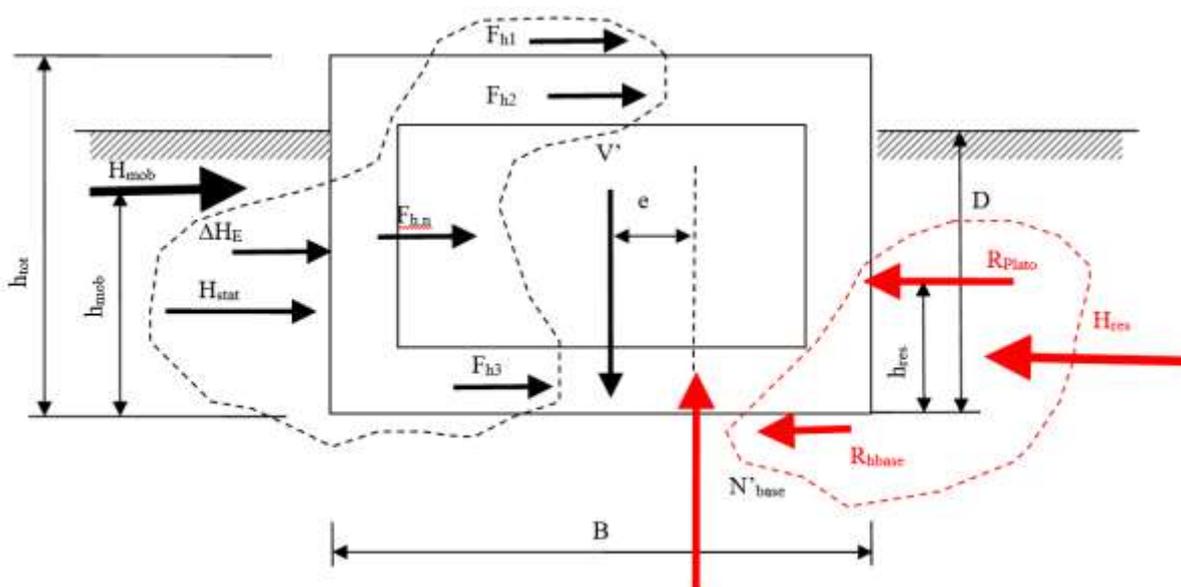


Figura 15-1

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 pu  essere calcolata come il minimo tra l'azione possibile per attrito e la massima azione orizzontale compatibile con la richiesta di capacit  portante della fondazione soggetta ad un'azione V' , ad un'eccentricit  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

Nel caso del sottopasso in oggetto, si esaminano le seguenti condizioni per il manufatto scatolare:

- Quote:
 - Quota falda di progetto $\sim + 73.80$ m
 - Quota piano di campagna $\sim + 94.84$ m
 - Quota sotto fondazione $\sim + 87.34$ m
- Dimensioni manufatto
 - B = 5.60 m
 - H = 6.95 m
- Parametri geotecnici caratteristici
 - $\phi_k' = 35^\circ$ (vedi parametri capitolo 9 le fondazioni vanno posate sullo strato 2)
 - $\bar{\gamma} = \gamma' + \frac{z_w}{B'} \cdot (\gamma - \gamma') = 19 \text{ kN/m}^3$
- Coefficiente sismico
 - $k_h = 0.277$ (vedi capitolo 10)

Per quanto riguarda la valutazione della resistenza passiva offerta dal rinfiacco, 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:

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

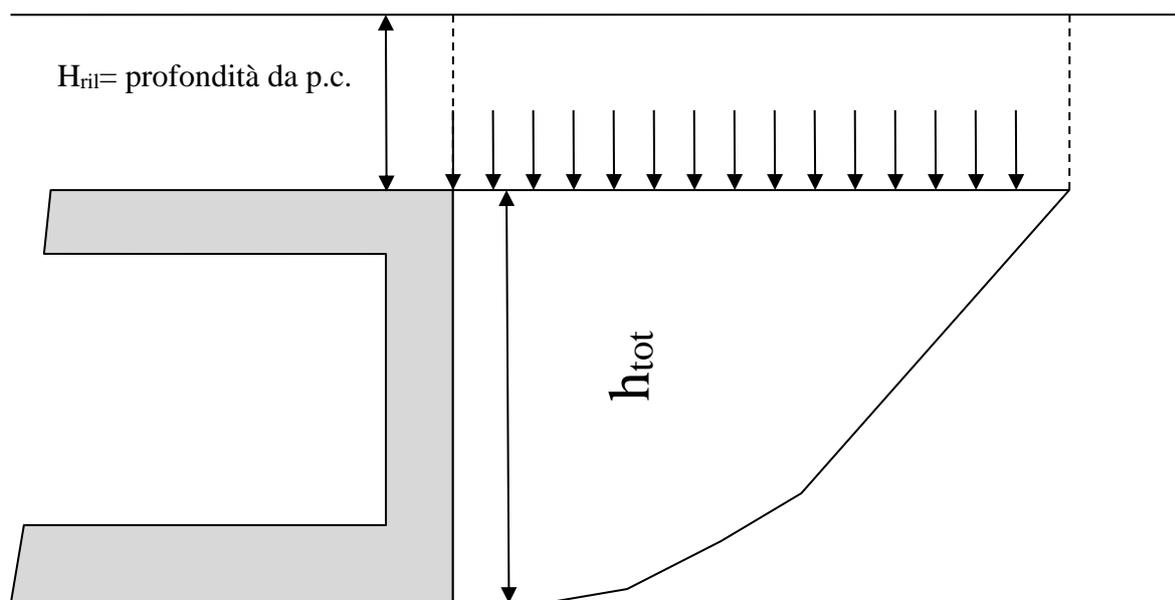


Figura 15-2: contributo del rilevato alla spinta passiva

Nelle pagine seguenti, in dettaglio, si analizzano le seguenti combinazioni (valori forniti dal Progettista strutturale dell'opera).

SCATOLARE

	H	V	M	
SLU	kN/m	kN/m	kNm/m	
GEO7	221,7	835,5	772,2	max V

	H	V	M				
SLV	kN/m	kN/m	kNm/m				
SLVGEO2	467,0	498,2	1724,4	max H	max M	max M/V	max H/V

	H	V	M				
SLE-CAR	kN/m	kN/m	kNm/m				
CAR3	155,6	744,9	564,0	max V			
CAR11	179,0	744,9	711,7	max H	max M	max M/V	max H/V

Di fatto è significativa la sola condizione sismica SLV. Nel seguito si riporterà la verifica in base alle azioni fornite dal progettista strutturale, corrispondenti all'introduzione delle spinte terrapieno a riposo e delle sovraspinte sismiche nell'ipotesi di manufatto rigido (Wood). La verifica è positiva.

Condizione	H'_{mob} kN/m	α (perc. azione orizzontale attribuita alla base)	Resistenza passiva mobilitata
SLVGEO2 (riposo + Wood)	467.0	43%	20%

Vale comunque la pena ricordare che l'introduzione di spinte a riposo e secondo la teoria di Wood conduce ad una stima largamente per eccesso, specie nel caso in cui si hanno significativi impegni dei meccanismi resistenti. Questa osservazione permette di concludere che il grado di sicurezza dell'opera è certamente maggiore di quello derivante da questo calcolo.

Di seguito i calcoli nel dettaglio.

Doc. N.

Progetto
INORLotto
11Codifica Documento
E E2 RB SL F3 00 001Rev.
AFoglio
38 di 47**TITOLO: SLF3 - Sottopasso AV/AC - SLVGEO2 - 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]	5.6 m	Dim maggiore L [m]	1.41E+01 m
Profondità da piano campagna D [m]	7.5 m		
q' = carico perm ai lati	142 kPa		
γ = peso specifico medio sotto la fondazione	19 kN/m ³		
k_h = accelerazione sismica [g]	0.277 g		
k_v = accelerazione sismica [g]	-0.1385 g		
Risultante carichi verticali V'	498.2 kN/m		
Risultante carichi orizz. mobilit. H_{mob}	467 kN/m		
Braccio di H_{mob} h_{mob}	3.7 m		
Braccio reazione lato passivo h_{stab}	2.5 m		
coefficiente di ripartiz. Lato e base α	43%		
$R_{h,base} = \alpha \cdot H_{mob}$	201 kN/m		
$R_{p,lato} = (1 - \alpha) \cdot H_{mob}$	266 kN/m		
Resistenza complessiva laterale (somma)	467 kN/m		
M_{mob}	1728 kNm/m		
M_{res}	-665 kNm/m		
Momento ribaltante (somma)	1062 kNm/m		
eccentricità e	2.13 m		
Dimensione minore B_{eff} [m] (efficace)	1.33 m	(*) $B_{eff} = B - 2 \cdot e$ con e=eccentricità carico	
Rapporto B_{eff}/L	0.094677		
Rapporto D/B_{eff}	5.618206		
$Q_{ed} = V' / B_{eff}$	373.20 kPa	sollecitazione	
Rapporto $R_{h,base} / V'$ orizz/verticale	0.40		

calcolo capacità portante

	$N_{q,\gamma}$	$S_{q,\gamma}$	$d_{q,\gamma}$	$i_{q,\gamma}$	$\beta_{q,\gamma}$	$Z_{q,\gamma}$	Δq_{lim}	
contributo associato a q	16.92	1.02	1.41	0.32	1.00	0.79	878	kPa
contributo associato a γ	13.38	0.96	1.00	0.19	1.00	0.79	25	kPa
							somma	903
								903 kPa

$$Q_{u,d} = 902.54 / 1.8 = 501 \text{ kPa}$$

approccio 1 - comb. 2 A2+M2+R2

Verifica a capacità portante alla base

$Q_{u,d} / Q_{Ed} =$	1.344	> 1 OK	} Minimo=	1.042
$(\mu_d \cdot V' / \gamma_{R,scorr}) / R_{h,base}$	1.042	> 1 OK		

Verifica cuneo passivo

Resistenza richiesta al cuneo di valle	266.19	kN/m
Resistenza possibile (input utente)	1325.80	kN/m
Possibile / Richiesta	4.981	> 1 OK
perc. spinta passiva richiesta	20%	
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	6.95 m	
profondità da p.c	0.55 m	
f_i 0.5106 rad	delta 0.255 rad	beta 0 rad
k_h 0.277	k_v -0.139	theta 0.3111 rad
alpha 0.2163 rad		K_{pE} 2.993
Spinta Passiva	1325.8	

15.3. Muri ad U

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

Nelle pagine seguenti, in dettaglio, tra le combinazioni indicate da Progettista strutturale e riportate, si analizza solo quella sismica poiché più gravosa.

MURO AD U

	H	V	M
	kN/m	kN/m	kNm/m
SLU	315,5	326,1	767,3
SLV	378,5	355,9	1067,7
SLE - CAR	261,6	326,1	626,5

h (di calcolo) =	6,75	m	Altezza di calcolo
h totale=	7,20	m	Altezza totale muro
B=	5,86	m	larghezza totale fondazione

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

MURO a U	B	h	h_w	h_w/h	γ	α	% Sp
MURO	5.86	7.2	0	0.000	19.00	39	19

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 19% di quella disponibile (aliquota tollerabile).

Di seguito i calcoli nel dettaglio.

Doc. N.

Progetto
INORLotto
11Codifica Documento
E E2 RB SL F3 00 001Rev.
AFoglio
40 di 47**TITOLO: SLF3-MURO U - SLV - M-O****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]	5.86 m	Dim maggiore L [m]	1.00E+02 m
Profondità da piano campagna D [m]	7.2 m		
q' = carico perm ai lati	136 kPa		
γ = peso specifico medio sotto la fondazione	19 kN/m ³		
k_h = accelerazione sismica [g]	0.277 g		
k_v = accelerazione sismica [g]	-0.1385 g		
Risultante carichi verticali V'	355.9 kN/m		
Risultante carichi orizz. mobilit. H_{mob}	378.5 kN/m		
Braccio di H_{mob} h_{mob}	1.76 m		
Braccio reazione lato passivo h_{stab}	2.4 m		
coefficiente di ripartiz. Lato e base α	39%		
$R_{h,base} = \alpha \cdot H_{mob}$	148 kN/m		
$R_{p,lato} = (1 - \alpha) \cdot H_{mob}$	231 kN/m		
Resistenza complessiva laterale (somma)	379 kN/m		
M_{mob}	666 kNm/m		
M_{res}	-554 kNm/m		
Momento ribaltante (somma)	112 kNm/m		
eccentricità e	0.31 m		
Dimensione minore B_{eff} [m] (efficace)	5.23 m	(*) $B_{eff} = B - 2 \cdot e$ con e=eccentricità carico	
Rapporto B_{eff}/L	0.0523		
Rapporto D / B_{eff}	1.37657		
$q_{Ed} = V' / B_{eff}$	68.04 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	1.01	1.28	0.31	1.00	0.79	729 kPa
contributo associato a γ	13.38	0.98	1.00	0.18	1.00	0.79	92 kPa
							somma 822 kPa

$$q_{u,d} = 821.57 / 1.8 = 456 \text{ kPa}$$

approccio 1 - comb. 2 A2+M2+R2

Verifica a capacità portante alla base

$$q_{u,d} / q_{Ed} = 6.708 > 1 \text{ OK}$$

Verifica a scorrimento alla base

$$(\mu_d \cdot V' / \gamma_{R,scor}) / R_{h,base} = 1.012 > 1 \text{ OK}$$

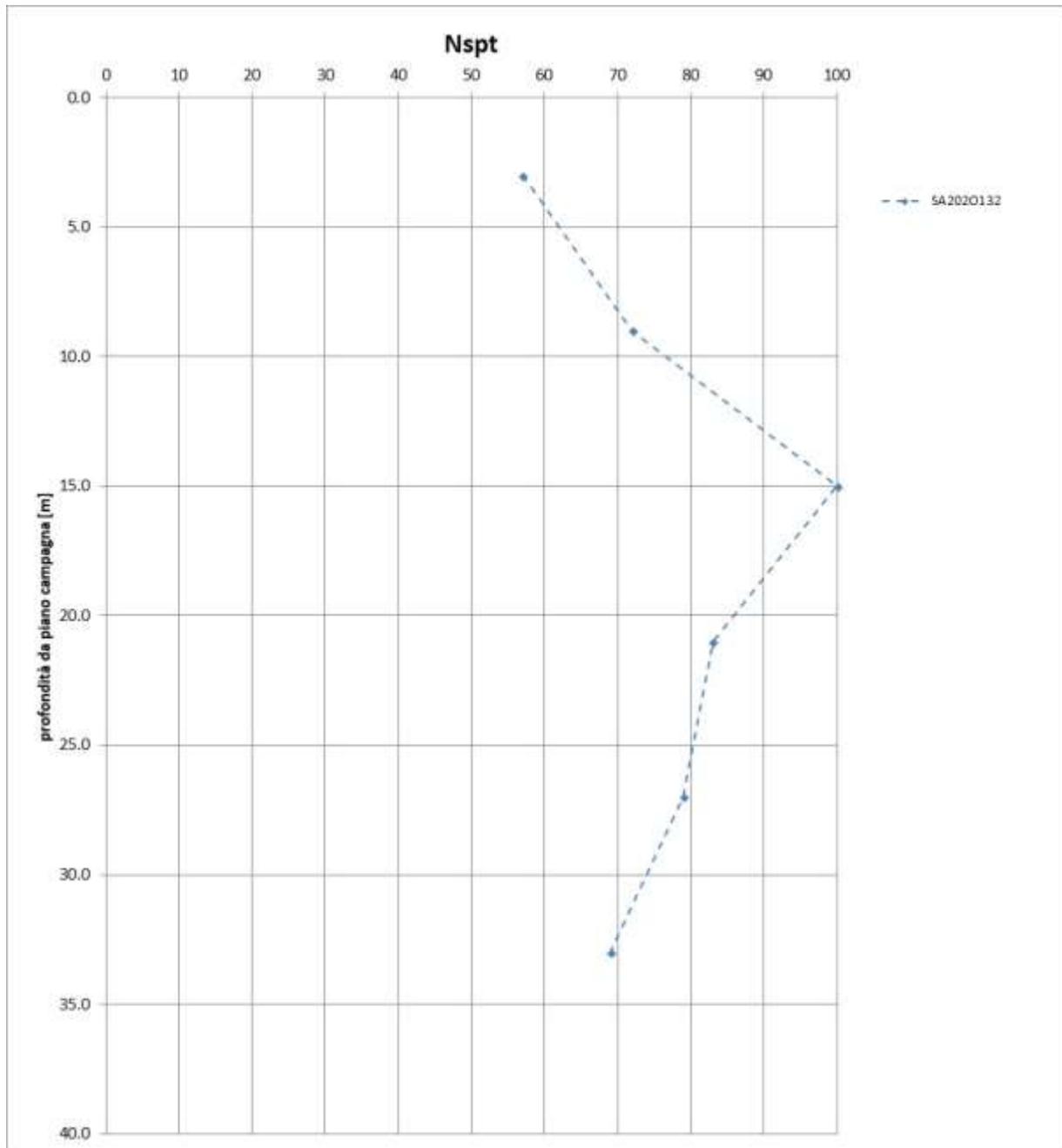
Minimo= 1.012

Verifica cuneo passivo

Resistenza richiesta al cuneo di valle	230.89	kN/m
Resistenza possibile (input utente)	1228.50	kN/m
Possibile / Richiesta	5.321	> 1 OK
perc. spinta passiva richiesta	19%	
angolo d'attrito caratteristico per stima K_{pE}	35.00 °	0.6109 rad
valore di design	29.26 °	0.5106 rad
δ/ϕ	0.50	
peso medio cuneo passivo	19.00 kN/m ³	
Altezza cuneo passivo	7.20 m	
profondità da p.c	0.00 m	
f_i	0.5106 rad	delta
δ	0.255 rad	beta
θ	0 rad	
k_h	0.277	k_v
θ	-0.139	theta
α	0.2163 rad	K_{pE}
α	2.993	
Spinta Passiva	1228.5	

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 Nspt**

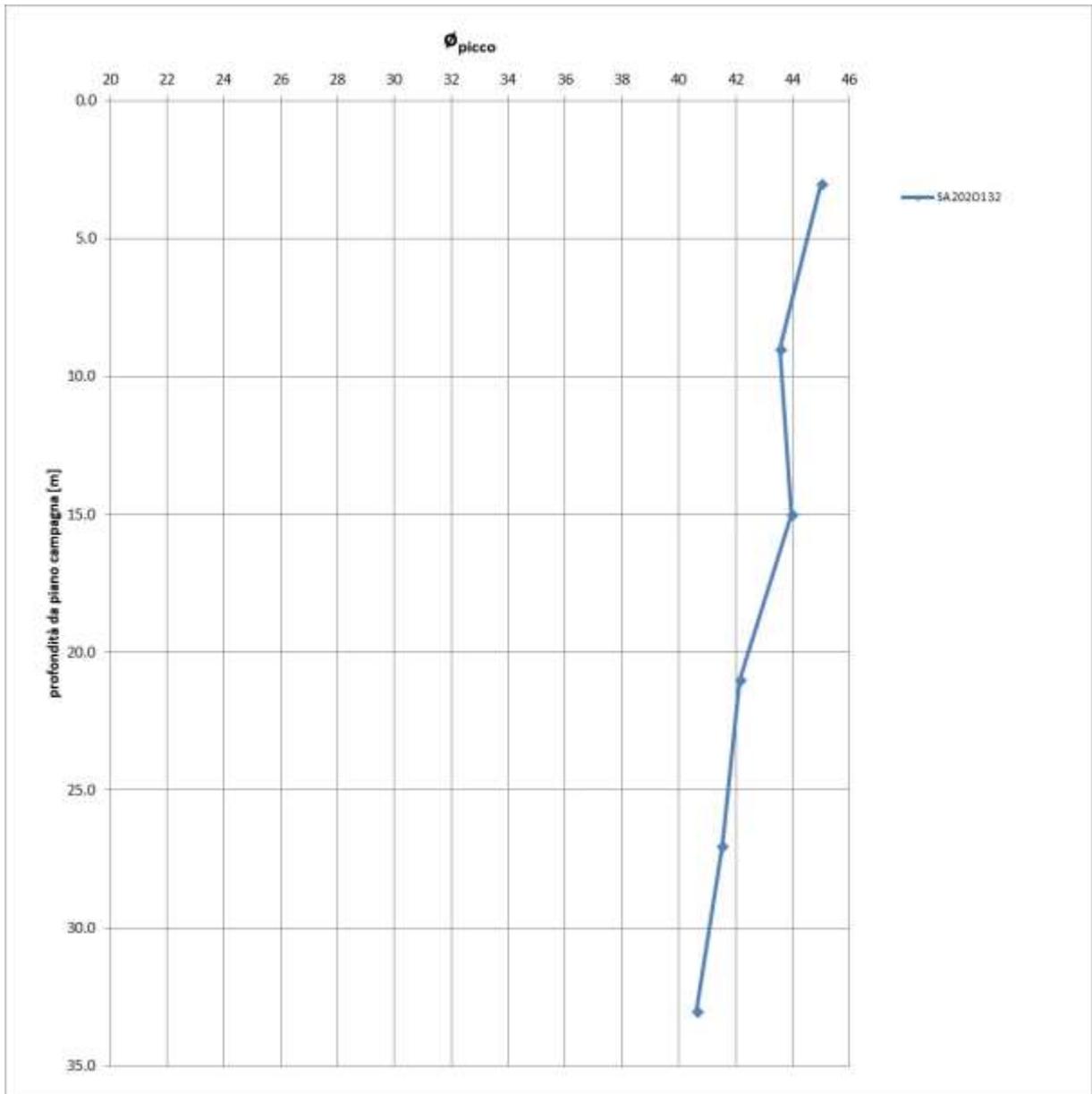


Figura 17-2 : Andamento con la profondità dell'angolo di resistenza al taglio di picco

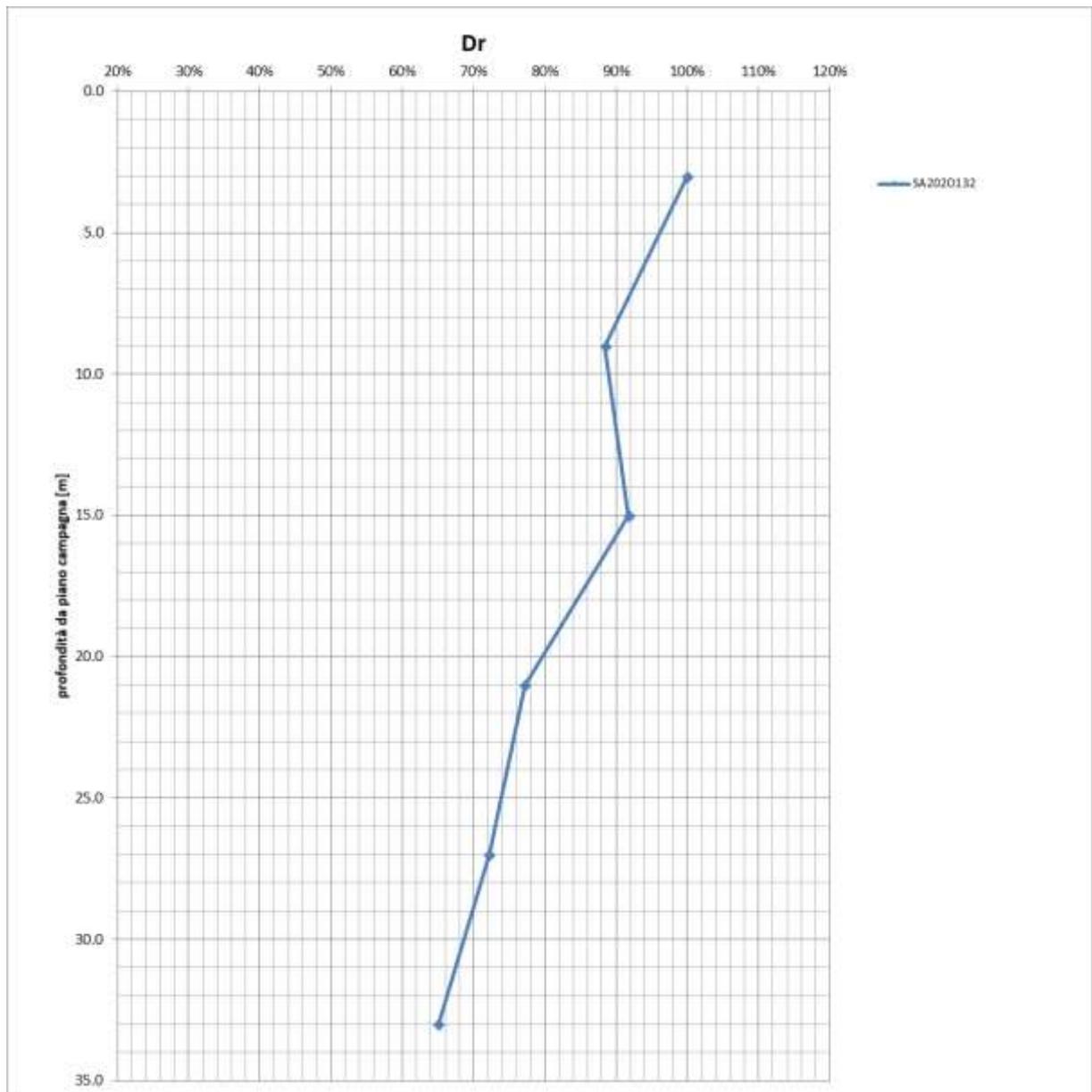
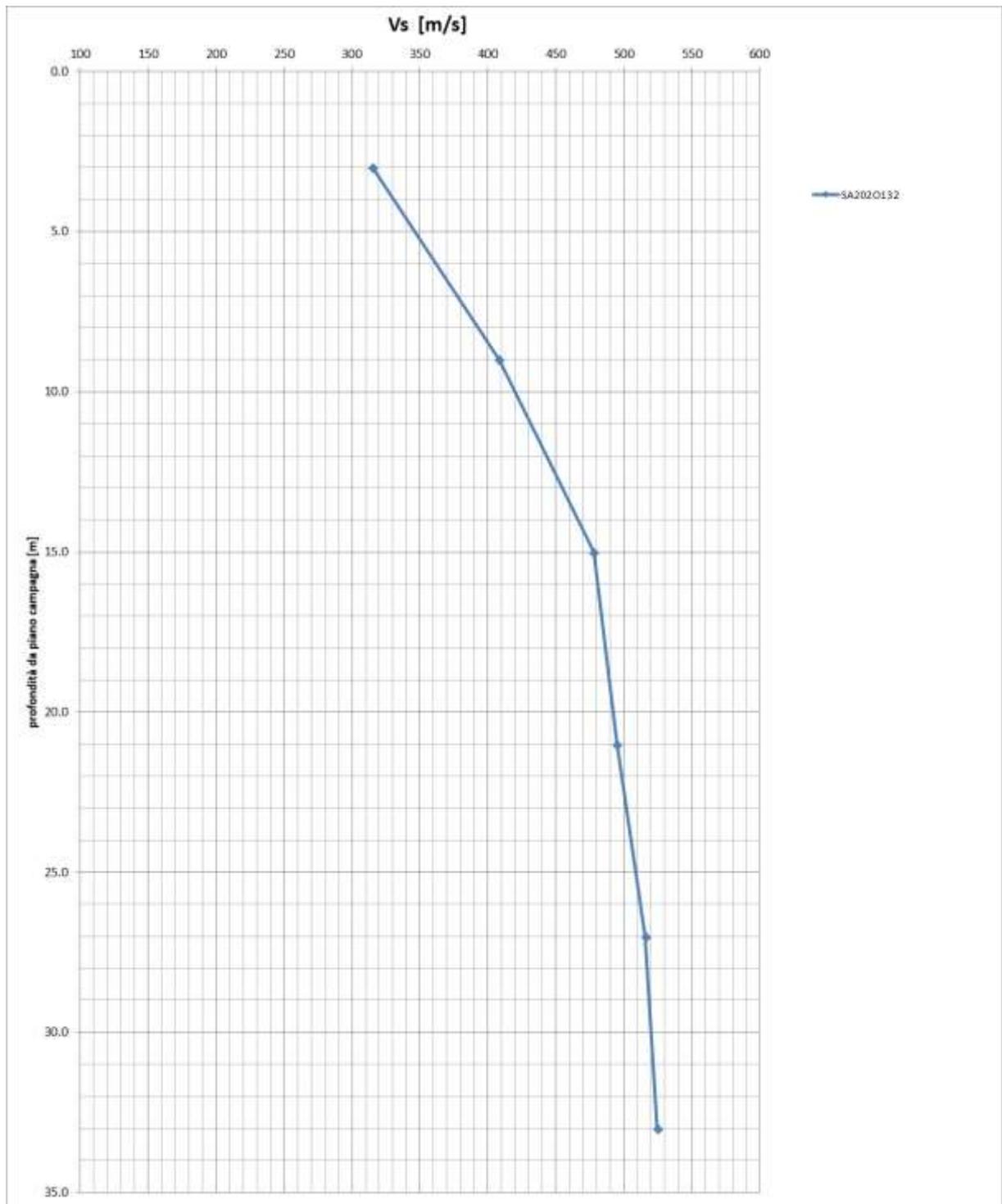
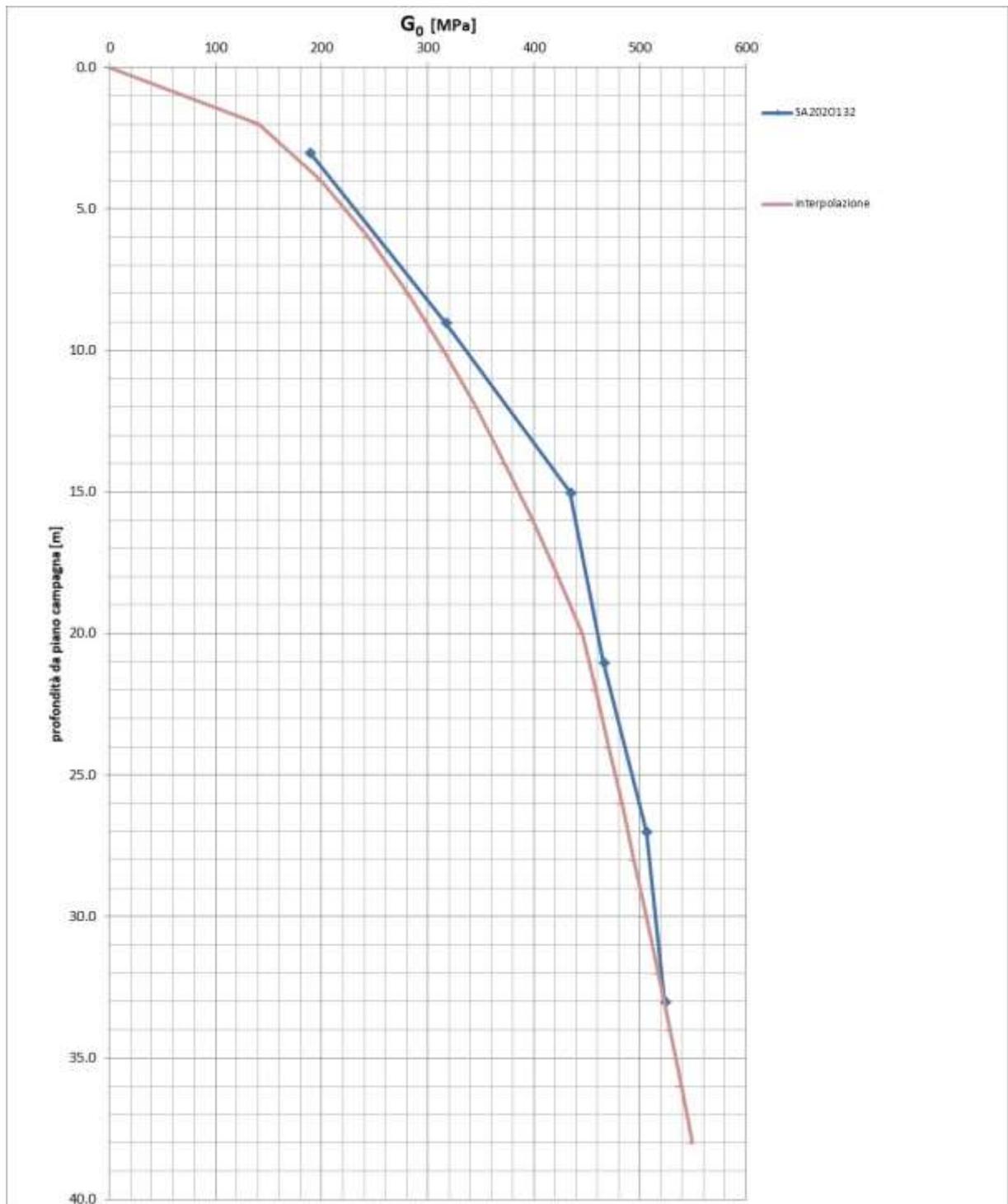
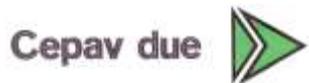


Figura 17-3: Andamento con la profondità della densità relativa ricavata dall'interpretazione dei risultati delle prove N_{spr}

Figura 17-4 : Andamento con la profondità di V_s

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

GENERAL CONTRACTOR



ALTA SORVEGLIANZA



Doc. N.

Progetto
INOR

Lotto
11

Codifica Documento
E E2 RB SL F3 00 001

Rev.
A

Foglio
47 di 47

ALLEGATI AL DOCUMENTO

CERTIFICATI DI CAMPAGNA DELLE INDAGINI

- SA2020132

COMMITTENTE ITALFERR S.p.A.

CANTIERE LINEA ALTA VELOCITA' MILANO-VERONA TRATTA TREVIGLIO-VERONA

PERFORAZIONE N. SA2020132 DATA INIZIO 04/02/02 ULTIMAZIONE 07/02/02

COORDINATE: Nord Est QUOTA P.C. =

RESPONSABILE Dott. SPROCATTI OPERATORE Sig. BUSINARO ATTREZZATURA Gelma 2

Da m 0.00 A m 20.00 Profondità Finale m 40.00

DESCRIZIONE STRATIGRAFICA

PROFONDITA' m da p.c.

SIMBOLOGIA STRATIGRAFICA

CAMPIONI

TIPO

NUMERO

PROFONDITA' m da p.c.

 POCKET PENETROMETER Kg/cm²

 TORVANE Kg/cm²

S.P.T.

N

H

 1 Terreno di riporto: limo sabbioso debolmente argilloso marron
 Ghiaia eterometrica, poligenica, subarrotondata, sabbiosa limosa,
 marron; da 1,10 a 1,20 m livello con matrice più ricca in limo. Clasti
 subarrotondati e ciottoli Ø max 8-9 cm.

0.20

2 Argilla ghiaiosa limosa grigio-nocciola.

2.40

 3 Ghiaia eterometrica, poligenica, subarrotondata, sabbiosa limosa,
 grigio-nocciola. Clasti subarrotondati e ciottoli Ø max 8-9 cm.

3.00

1

3.00

3.50

20*

26

31

3.00

3.15

3.30

3.45

 6 Ghiaia eterometrica, poligenica, subarrotondata, sabbiosa limosa,
 grigio-nocciola. Locali livelli più ricchi in limo (7.70-7.80; 9.60-9.65).
 Trovante porfirico da 6.10-6.20 m. Clasti subarrotondati e ciottoli Ø max
 8-9 cm.

26*

32

40

9.20

9.35

9.50

9.65

 15 Ghiaia eterometrica, poligenica, subarrotondata, sabbiosa limosa,
 grigio-nocciola. Clasti subarrotondati e ciottoli Ø max 8-9 cm.

2

15.00

15.50

28*

50

15.00

15.15

15.27

COMMITTENTE ITALFERR S.p.A.

CANTIERE LINEA ALTA VELOCITA' MILANO-VERONA TRATTA TREVIGLIO-VERONA

PERFORAZIONE N. SA2020132 DATA INIZIO 04/02/02 ULTIMAZIONE 07/02/02

COORDINATE: Nord Est QUOTA P.C. =

RESPONSABILE Dott. SPROCATTI OPERATORE Sig. BUSINARO ATTREZZATURA Gelma 2

Da m 20.00 A m 40.00 Profondità Finale m 40.00

DESCRIZIONE STRATIGRAFICA

PROFONDITA' m da p.c.

SIMBOLOGIA STRATIGRAFICA

CAMPIONI

TIPO

NUMERO

PROFONDITA' m da p.c.

 POCKET PENETROMETER Kg/cm²

 TORVANE Kg/cm²

S.P.T.

N

H

1
2
3
4
5
6
7
8
9
10
11
12
13
14
15
16
17
18
19
20

Ghiaia eterometrica, poligenica, sabbiosa limosa, grigio-nocciola. Clasti subarrotondati e ciottoli Ø max 8-9 cm. Alternati (21.60-21.80; 23.70-23.80) livelli di sabbia ghiaiosa limosa.

Ghiaia eterometrica, poligenica, subarrotondata, sabbiosa limosa, grigio-nocciola. Frequenti ciottoli %% max 10 cm.

Ghiaia eterometrica, poligenica, subarrotondata, da sabbiosa limosa a sabbiosa-limosa debolmente argillosa, grigio-nocciola. Frequenti ciottoli Ø max 10 cm.

 3 27.00
27.50

 30* 21.00
38 21.15
45 21.30
21.45

 28* 27.00
36 27.15
43 27.30
27.45

 26* 33.00
31 33.15
38 33.30
33.45

laboratorio CGG s.r.l.
via sagittario 3/3 - 40044 pontecchio marconi (BO)



rapporto di prova n. 786/02

pag. 1 di 7

Committente: ITALFERR S.p.A.

Località: Linea A.V. Milano - Venezia

Cantiere: Tratta Treviglio - Verona

Sondaggio: SA202O132 Campione: 1 Profondità (m): 3.00/3.50

data di ricevimento campione: 26/02/2002

Le condizioni del campione sono riportate a pagina 2, nel modulo apertura campioni

Pontecchio Marconi
li 10/04/2002

approvato

CGG s.r.l. LABORATORIO
GEOTECNICO
Il Direttore Tecnico Dr. FRANCO ORI

Il presente rapporto riguarda solo il campione sottoposto a prova e non può essere riprodotto parzialmente senza autorizzazione scritta del laboratorio.

Data : 12/03/2002

Committente: **ITALFERR S.p.A.**
 Località : **Linea A.V. Milano - Venezia**
 Cantiere: **Tratta Treviglio - Verona**

Sondaggio : **SA2020132**
 Campione: **1**
 Profondità (m): **3.00/3.50**

APERTURA CAMPIONE

FUSTELLA METALLICA TIPO SHELBY ALTRO CONTENITORE **X**
 ALTRA FUSTELLA CAMPIONE RIMANEGGIATO **X**

PROGRAMMA PROVE

CONTENUTO NAT. D'ACQUA SEDIMENTAZIONE **X** TAGLIO DIRETTO C.D. **X**
 PESO DI VOLUME NATURALE TRIASSIALE U.U. TAGLIO ANULARE
 PESO SPECIFICO DEI GRANI TRIASSIALE C.I.U. COMPRESSIONE E.L.L.
 LIMITE D'ATTERBERG **X** TRIASSIALE C.D. EDOMETRIA
 GRANULOMETRIA **X** RES. A COMPR. MONOASSIALE **X** COEFF. DI CONSOLIDAZIONE

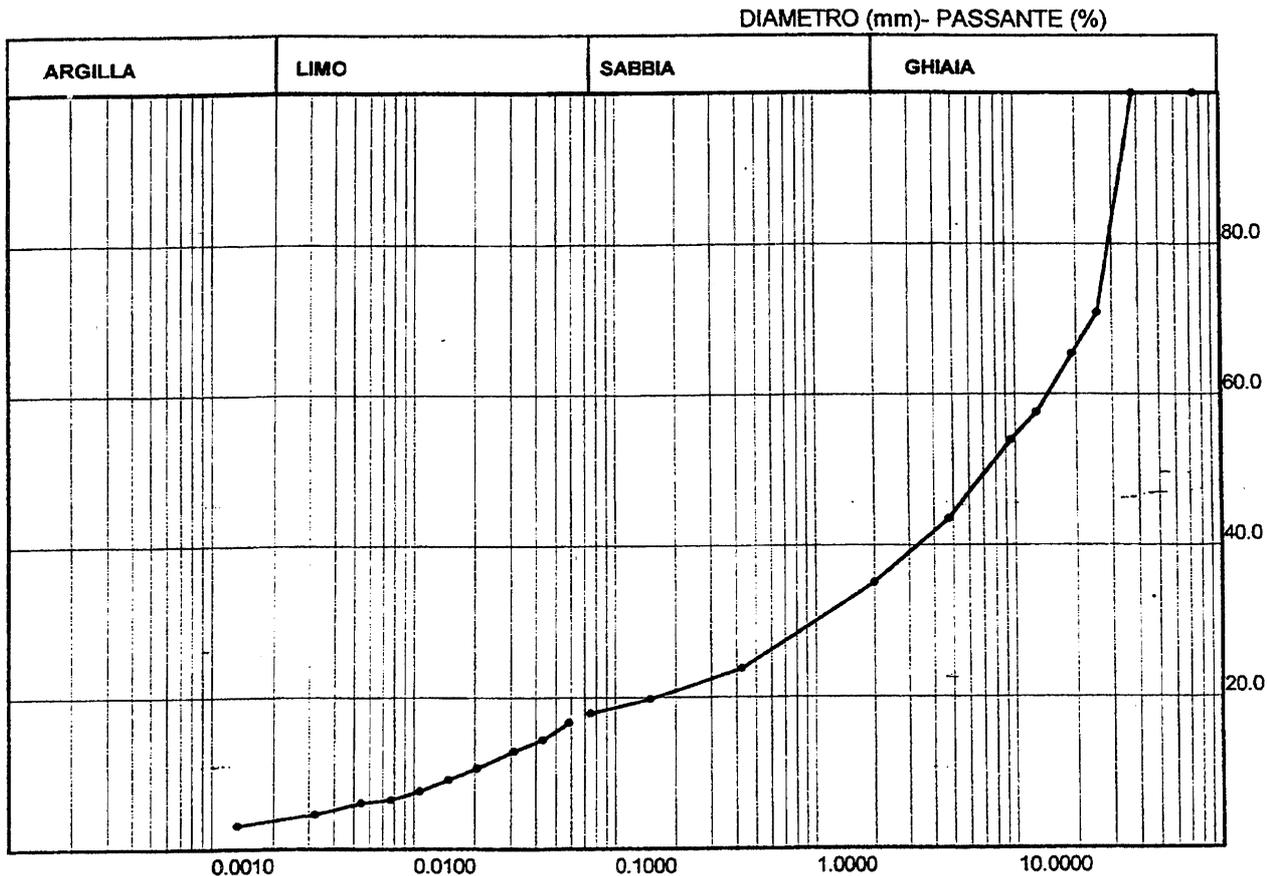
P.P. Kg/cm ²	T.V. Kg/cm ²	PRO - VINI

DESCRIZIONE DEL CAMPIONE	NOTE
<div style="display: flex; align-items: center;"> <div style="margin-right: 10px;"> - 0 - 10 - 20 - 30 - 40 - 50 - 60 - 70 - 80 - 90 - 100 </div> <div> Ghiaia poligenica, eterometrica con elementi subarrotondati in matrice sabbiosa limosa di colore grigio </div> </div>	

COMMITTENTE: ITALFERR S.p.A.
 LOCALITA': Linea A.V. Milano - Venezia
 CANTIERE: Tratta Treviglio - Verona

SONDAGGIO: SA2020132
 DATA: 12-25/03/2002 CAMPIONE: 1
 PROFONDITA', m: 3.00/3.50

ANALISI GRANULOMETRICA [ASTM D 422-63(R98)]^



ANALISI PER SETACCI

Apert. setaccio, mm	Passante, %
75.000	100.00
38.100	100.00
25.400	70.77
19.050	65.35
12.700	57.58
9.500	53.90
4.750	43.47
2.000	35.10
0.425	23.75
0.150	19.74
0.075	17.88

ANALISI PER SEDIMENTAZIONE

Diametro equivalente, mm	Passante, %
0.05840	16.68
0.04305	14.41
0.03124	12.89
0.02049	10.62
0.01483	9.10
0.01072	7.58
0.00770	6.45
0.00547	6.07
0.00322	4.55
0.00134	3.03

GHIAIA, %= 64.90
 SABBIA, %= 17.23
 LIMO, %= 14.31
 ARGILLA, %= 3.56

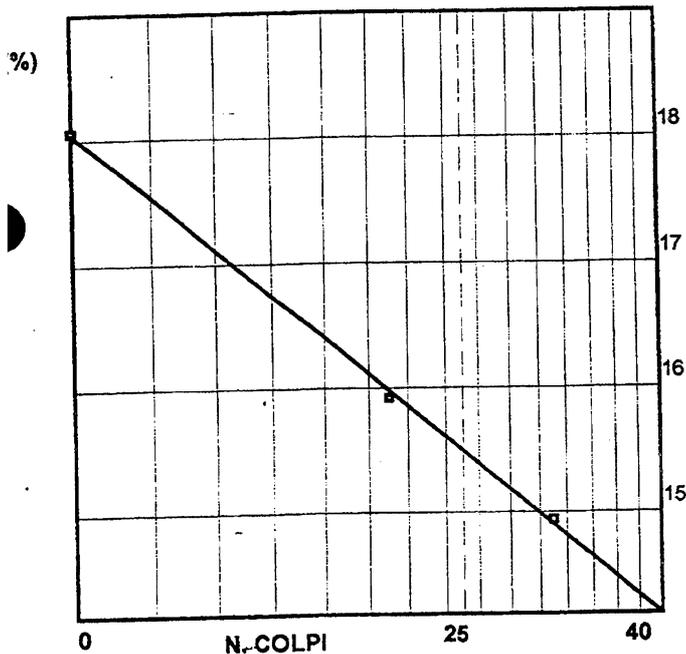
^Il campione è stato preparato mediante essiccazione in forno

COMMITTENTE: ITALFERR S.p.A.
 LOCALITA': Linea A.V. Milano - Venezia
 CANTIERE: Tratta treviglio - Verona

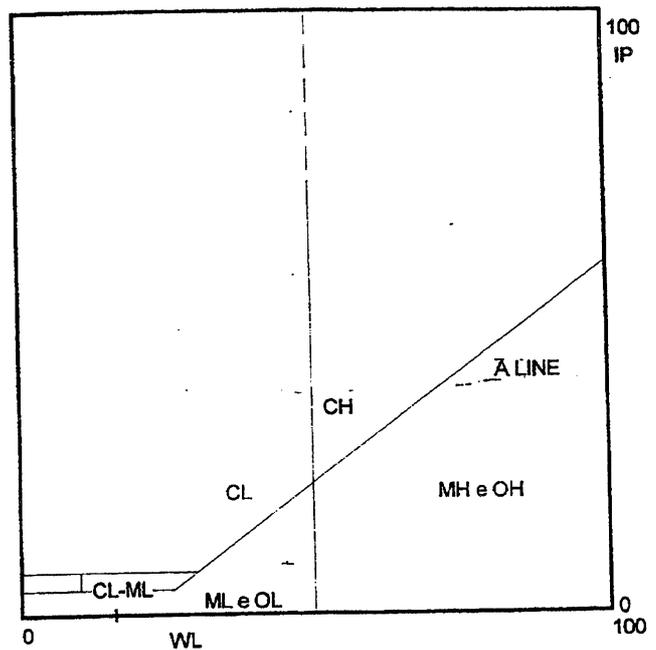
SONDAGGIO: XA2020132
 DATA: 12-27/03/2002 CAMPIONE: 1
 PROFONDITA', m: 3.00/3.50

PROVE DI CLASSIFICAZIONE

LIMITE LIQUIDO



CARTA DI PLASTICITA'



CONTENUTO IN ACQUA (%)= -

LIMITE LIQUIDO (%)= 16
 (CNR-UNI 10014)

LIMITE PLASTICO (%)= N.P.
 (CNR-UNI 10014)

INDICE PLASTICO (%)= N.P.

INDICE DI CONSISTENZA= -

INDICE DI GRUPPO= -

PESO DI VOLUME(kN/mc)= -

ARGILLA(%)= -

ATTMITA'= -

CLASSIFICAZIONE AASHTO :A-1-b
 CLASSIFICAZIONE USCS :

CARATTERISTICHE GRANULOMETRICHE
 [ASTM D 422-63(R98)]

SETACCIO mesh	APERTURA mm	PASSANTE %
10	2	35.10
40	0.420	23.75
200	0.074	17.88

LIMITE DI RITIRO(%)= -
 (CNR-UNI 10014)

CONTENUTO IN SOSTANZE ORGANICHE(%)= -

C.G.G. s.r.l.

via sagittario 3/3 - pontecchio marconi (bo) - Tel. 051/846406

Data: 15/03-04/04/2002

Committente: ITALFERR S.p.A.
 Località: Linea A.V. Milano - Venezia
 Cantiere: Tratta Treviglio - Verona

Sondaggio: SA2020132
 Campione: 1
 Profondità (m): 3.00/3.50

RESISTENZA A COMPRESSIONE

Provino	Peso	γ	Area	$R_{c_{tot}}$	$R_{c_{unit.}}$
n.	gr	g/cm ³	cm ²	Kg	Kg/cm ²
1	57.31	2.339	4.91	5047	1028.0
2	57.09	2.330	4.91	4519	920.3

Rc: valore resistenza a compressione

Dimensioni del provino: d=2.5 cm - h=5.0 cm

COMMITTENTE: ITALFERR S.p.A.
 LOCALITA': Linea A.V. Milano - Venezia
 CANTIERE: Tratta treviglio - Verona

SONDAGGIO: SA2020132
 DATA: 26/03/2002
 PROFONDITA', m: 3.00/3.50

CAMPIONE: 1

PROVA DI TAGLIO DIRETTO C.D. (ASTM D 3080-98)

Condizioni del campione: Rimaneggiato

Caratteristiche iniziali del campione

lato	60	mm	peso di volume (ASTM D 2435-96)	kN/m ³
altezza	20	mm	densità secca	kN/m ³
contenuto in acqua (CNR-UNI 10008)		(%)	Peso specifico dei grani (CNR-UNI 10013)	-
grado di saturazione		(%)	Indice dei vuoti	-

Velocità di taglio= 0.1000 mm/minuto

PRESSIONI VERTICALI kPa	RESISTENZA AL TAGLIO kPa	RESISTENZA RESIDUA kPa
100.00	88.06	-
200.00	168.06	-
300.00	246.11	-

PARAMETRI A ROTTURA

RESISTENZA AL TAGLIO kPa	DEF. ORIZZONTALE mm	DEF. VERTICALE mm/100
88.06	2.57	-1.00
168.06	3.19	-8.00
246.11	5.11	-4.00

C' = 9.35 kPa
 Cr = -

$\phi' = 38.32^\circ$
 $\phi_r = -$

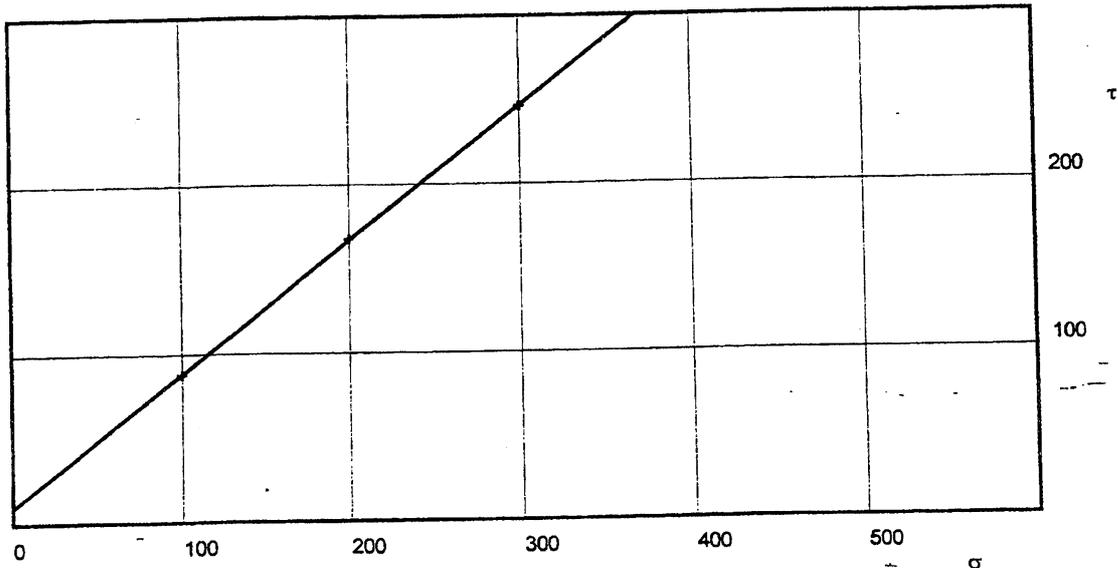
COMMITTENTE: ITALFERR S.p.A.
 LOCALITÀ: Linea A.V. Milano - Venezia
 ANTIERE: Tratta treviglio - Verona

SONDAGGIO: SA2020132
 DATA: 26/03/2002
 PROFONDITÀ, m: 3.00/3.50

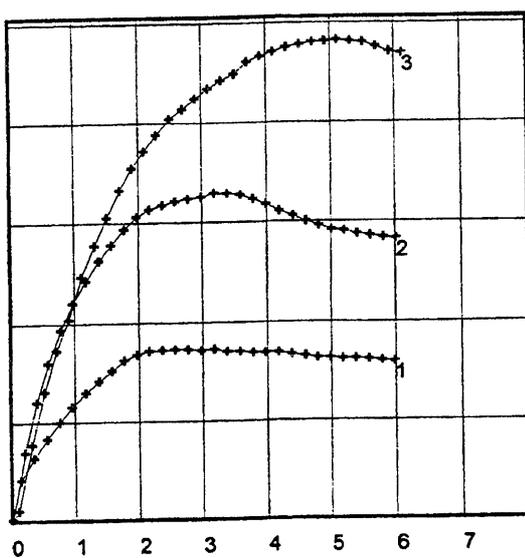
CAMPIONE: 1

PROVA DI TAGLIO DIRETTO C.D. (ASTM D 3080-98)

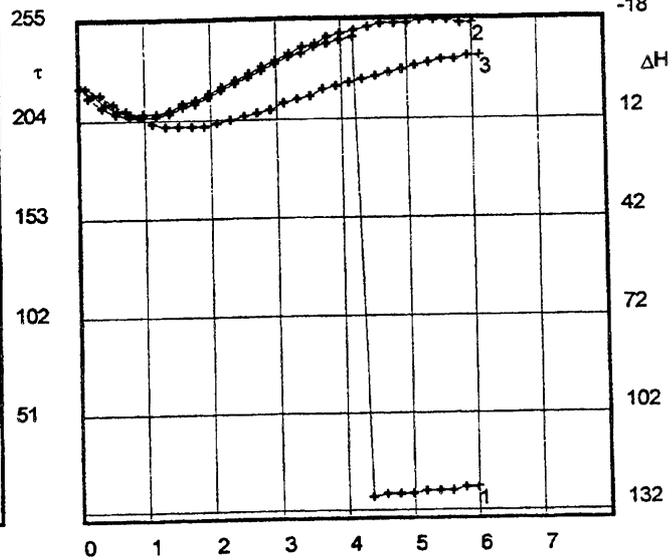
Sforzo di taglio, (kPa)-Pressione verticale (kPa)



SFORZO DI TAGLIO (kPa)



DEFORMAZIONI VERTICALI, mm/100



Deformazione orizzontale (mm)

————— valori di picco
 - - - - - valori residui

laboratorio CGG s.r.l.
via sagittario 3/3 - 40044 pontecchio marconi (BO)



rapporto di prova n. 787/02

pag. 1 di 7

Committente: ITALFERR S.p.A.

Località: Linea A.V. Milano - Venezia

Cantiere: Tratta Treviglio - Verona

Sondaggio: SA202O132 Campione: 2 Profondità (m): 15.00/15.50

data di ricevimento campione: 26/02/2002

Le condizioni del campione sono riportate a pagina 2, nel modulo apertura campioni

Pontecchio Marconi
li 10/04/2002

approvato

CGG srl
 **LABORATORIO
GEOTECNICO**
Il Direttore Tecnico Dr. FRANCO ORI

Il presente rapporto riguarda solo il campione sottoposto a prova e non può essere riprodotto parzialmente senza autorizzazione scritta del laboratorio.

Data : 12/03/2002

Committente: **ITALFERR S.p.A.**
 Località : **Linea A.V. Milano - Venezia**
 Cantiere: **Tratta Treviglio - Verona**

Sondaggio : **SA2020132**
 Campione: **2**
 Profondità (m): **15.00/15.50**

APERTURA CAMPIONEFUSTELLA METALLICA TIPO SHELBY ALTRO CONTENITORE ALTRA FUSTELLA CAMPIONE RIMANEGGIATO **PROGRAMMA PROVE**CONTENUTO NAT. D'ACQUA SEDIMENTAZIONE TAGLIO DIRETTO C.D. PESO DI VOLUME NATURALE TRIASSIALE U.U. TAGLIO ANULARE PESO SPECIFICO DEI GRANI TRIASSIALE C.L.U. COMPRESSIONE E.L.L. LIMITE DI ATTERBERG TRIASSIALE C.D. EDOMETRIA GRANULOMETRIA RES. A COMPR. MONOASSIALE COEFF. DI CONSOLIDAZIONE

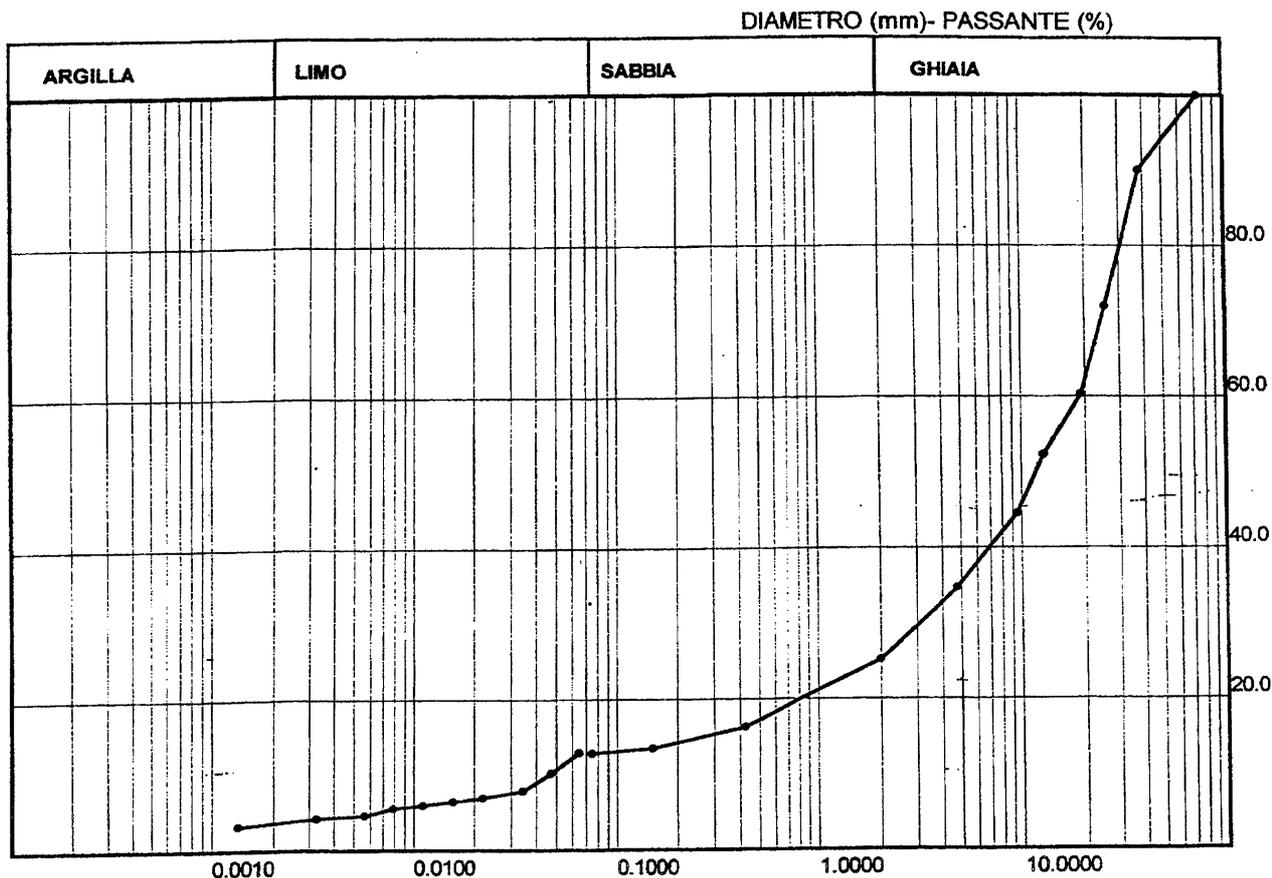
P.P. Kg/cm ²	T.V. Kg/cm ²	PRO - VINI

DESCRIZIONE DEL CAMPIONE	NOTE
0 10 20 30 40 50 60 70 80 90 100 Ghiaia poligenica, eterometrica con elementi subarrotondati in matrice sabbiosa limosa di colore grigio giallastra	

COMMITTENTE: ITALFERR S.p.A.
LOCALITA': Linea A.V. Milano - Venezia
CANTIERE: Tratta Treviglio - Verona

SONDAGGIO: SA2020132
DATA: 12-25/03/2002 CAMPIONE: 2
PROFONDITA', m: 15.00/15.50

ANALISI GRANULOMETRICA [ASTM D 422-63(R98)]^



ANALISI PER SETACCI

Apert. setaccio, mm	Passante, %
75.000	100.00
38.100	90.03
25.400	71.94
19.050	60.23
12.700	52.28
9.500	44.48
4.750	34.70
2.000	25.18
0.425	16.32
0.150	13.50
0.075	12.78

ANALISI PER SEDIMENTAZIONE

Diametro equivalente, mm	Passante, %
0.06480	12.93
0.04741	10.16
0.03443	7.85
0.02200	6.92
0.01564	6.46
0.01111	6.00
0.00790	5.54
0.00564	4.62
0.00327	4.15
0.00135	3.23

GHIAIA, %= 74.82
SABBIA, %= 12.40
LIMO, %= 9.24
ARGILLA, %= 3.54

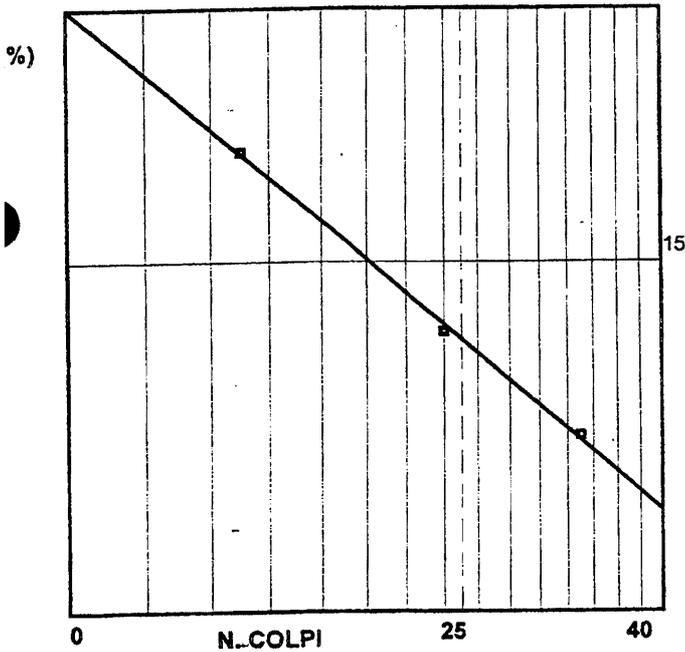
^Il campione è stato preparato mediante essiccazione in forno

COMMITTENTE: ITALFERR S.p.A.
 LOCALITA': Linea A.V. Milano - Venezia
 CANTIERE: Tratta treviglio - Verona

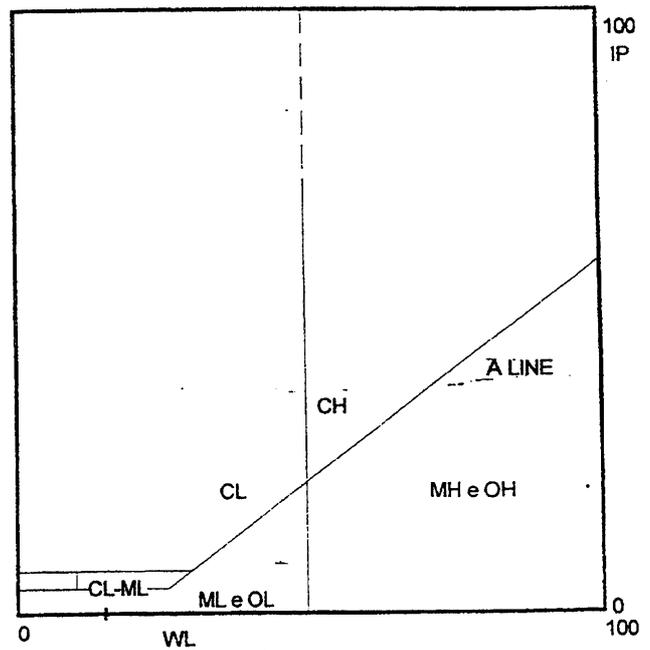
SONDAGGIO: XA2020132
 DATA: 12-27/03/2002 CAMPIONE: 2
 PROFONDITA', m: 15.00/15.50

PROVE DI CLASSIFICAZIONE

LIMITE LIQUIDO



CARTA DI PLASTICITA'



CONTENUTO IN ACQUA (%)= -

LIMITE LIQUIDO (%)= 15
 (CNR-UNI 10014)

LIMITE PLASTICO (%)= N.P.
 (CNR-UNI 10014)

INDICE PLASTICO (%)= N.P.

INDICE DI CONSISTENZA= -

INDICE DI GRUPPO= -

PESO DI VOLUME(kN/mc)= -

ARGILLA(%)= -

ATTIVITA'= -

CLASSIFICAZIONE AASHTO :A-1-a

CLASSIFICAZIONE USCS :

CARATTERISTICHE GRANULOMETRICHE
 [ASTM D 422-63(R98)]

SETACCIO mesh	APERTURA mm	PASSANTE %
10	2	25.18
40	0.420	16.32
200	0.074	12.78

LIMITE DI RITIRO(%)= -
 (CNR-UNI 10014)

CONTENUTO IN SOSTANZE ORGANICHE(%)= -

C.G.G. s.r.l.

via sagittario 3/3 - pontecchio marconi (bo) - Tel. 051/846406

Data: 15/03-04/04/2002

Committente: ITALFERR S.p.A.
 Località: Linea A.V. Milano - Venezia
 Cantiere: Tratta Treviglio - Verona

Sondaggio: SA2020132
 Campione: 2
 Profondità (m): 15.00/15.50

RESISTENZA A COMPRESSIONE

Provino	Peso	γ	Area	$R_{c_{tot}}$	$R_{c_{unit}}$
n.	gr	g/cm ³	cm ²	Kg	Kg/cm ²
1	66.17	2.701	4.91	8923	1817.2
2	55.49	2.265	4.91	9207	1875.2

Rc: valore resistenza a compressione

Dimensioni del provino: d=2.5 cm - h=5.0 cm

.G.G. s.r.l.

sagittario, 3/3-pontecchio marconi(bo)-TEL. 051/846406

Rapp. n° 0787/02 pag. 6 di 7

COMMITTENTE: ITALFERR S.p.A.
LOCALITÀ: Linea A.V. Milano - Venezia
ANTIERE: Tratta treviglio - Verona

SONDAGGIO: SA2020132
DATA: 26/03/2002 CAMPIONE: 2
PROFONDITÀ, m: 15.00/15.50

PROVA DI TAGLIO DIRETTO C.D. (ASTM D 3080-98)

Condizioni del campione: Rimaneggiato

Caratteristiche iniziali del campione

lato	60	mm	peso di volume (ASTM D 2435-96)	kN/m ³
altezza	20	mm	densità secca	kN/m ³
contenuto in acqua (CNR-UNI 10008)		(%)	Peso specifico dei grani (CNR-UNI 10013)	-
grado di saturazione	-	(%)	Indice dei vuoti	-

Velocità di taglio= 0.1000 mm/minuto

PRESSIONI VERTICALI kPa	RESISTENZA AL TAGLIO kPa	RESISTENZA RESIDUA kPa
100.00	73.58	-
200.00	155.44	-
300.00	229.80	-

PARAMETRI A ROTTURA

RESISTENZA AL TAGLIO kPa	DEF. ORIZZONTALE mm	DEF. VERTICALE mm/100
73.58	5.59	25.90
155.44	2.99	-17.30
229.80	5.90	-11.80

C' = 0.76 kPa
Cr = -

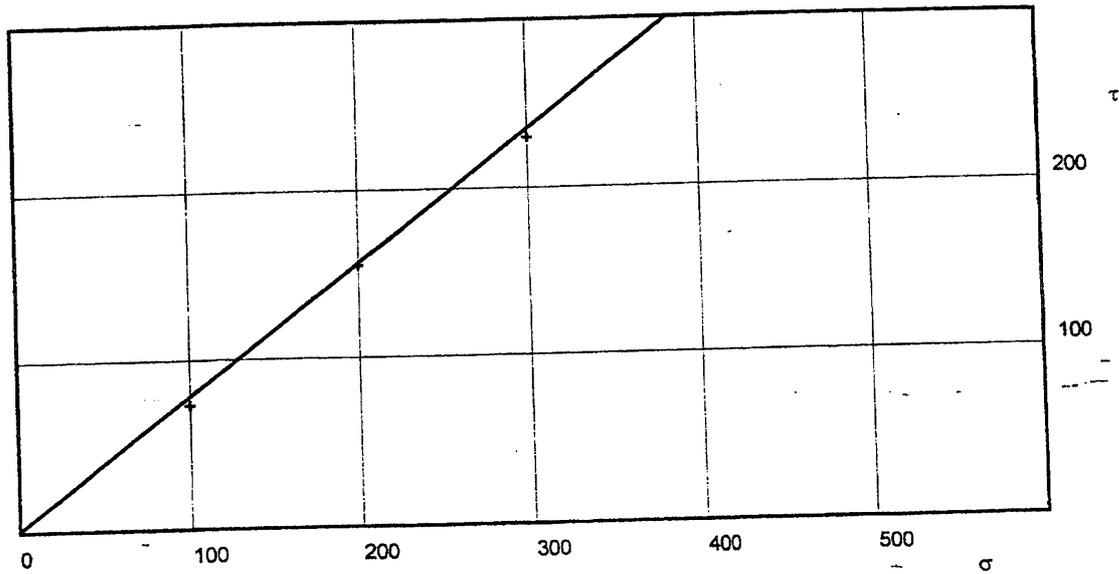
$\phi' = 37.99^\circ$
 $\phi_r = -$

COMMITTENTE: ITALFERR S.p.A.
LOCALITÀ: Linea A.V. Milano - Venezia
ANTIERE: Tratta treviglio - Verona

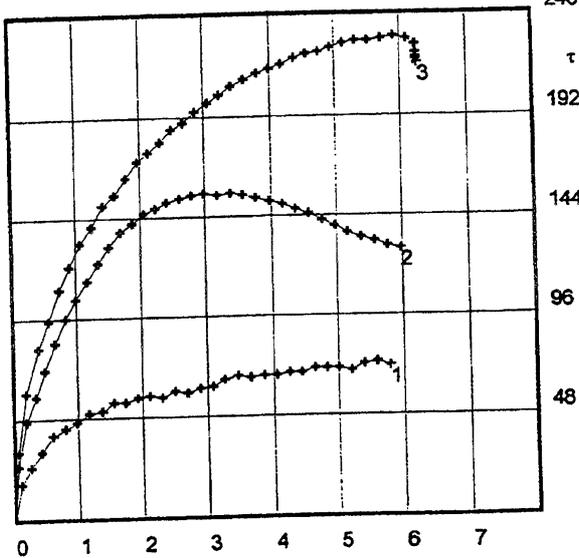
SONDAGGIO: SA2020132
DATA: 26/03/2002 CAMPIONE: 2
PROFONDITÀ, m: 15.00/15.50

PROVA DI TAGLIO DIRETTO C.D. (ASTM D 3080-98)

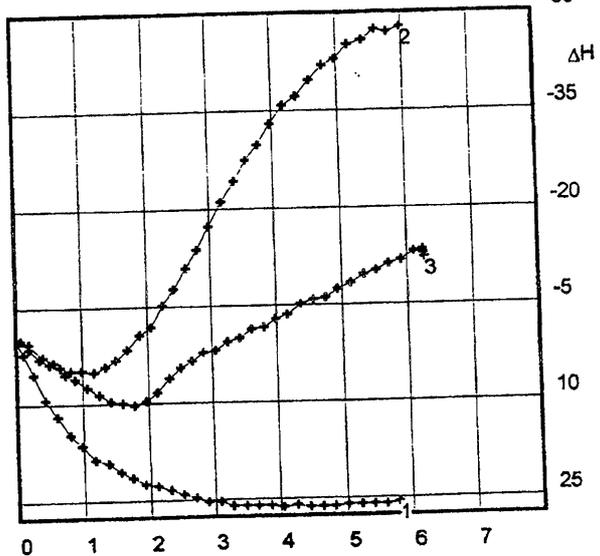
Sforzo di taglio, (kPa)-Pressione verticale (kPa)



SFORZO DI TAGLIO (kPa)



DEFORMAZIONI VERTICALI, mm/100



Deformazione orizzontale (mm)

— valori di picco
- - - valori residui

laboratorio CGG s.r.l.
via sagittario 3/3 - 40044 pontecchio marconi (BO)



rapporto di prova n. 788/02

pag. 1 di 7

Committente: ITALFERR S.p.A.

Località: Linea A.V. Milano - Venezia

Cantiere: Tratta Treviglio - Verona

Sondaggio: SA202O132 Campione: 3 Profondità (m): 27.00/27.50

data di ricevimento campione: 26/02/2002

Le condizioni del campione sono riportate a pagina 2, nel modulo apertura campioni

Pontecchio Marconi
li 10/04/2002

approvato
il Direttore

CGG s.r.l.
 LABORATORIO
GEOTECNICO
il Direttore Tecnico Dr. FRANCO ORI

Il presente rapporto riguarda solo il campione sottoposto a prova e non può essere riprodotto parzialmente senza autorizzazione scritta del laboratorio.

Data : 12/03/2002

Committente: **ITALFERR S.p.A.**
 Località : Linea A.V. Milano - Venezia
 Cantiere: Tratta Treviglio - Verona

Sondaggio : SA2020132
 Campione: 3
 Profondità (m): 27.00/27.50

APERTURA CAMPIONE

FUSTELLA METALLICA TIPO SHELBY ALTRO CONTENITORE X

ALTRA FUSTELLA CAMPIONE RIMANEGGIATO X

PROGRAMMA PROVE

CONTENUTO NAT. D'ACQUA SEDIMENTAZIONE TAGLIO DIRETTO C.D. X

PESO DI VOLUME NATURALE TRIASSIALE U.U. TAGLIO ANULARE

PESO SPECIFICO DEI GRANI TRIASSIALE C.L.U. COMPRESSIONE E.L.L.

LIMITE DI ATTERBERG X TRIASSIALE C.D. EDOMETRIA

GRANULOMETRIA X RES. A COMPR. MONOASSIALE X COEFF. DI CONSOLIDAZIONE

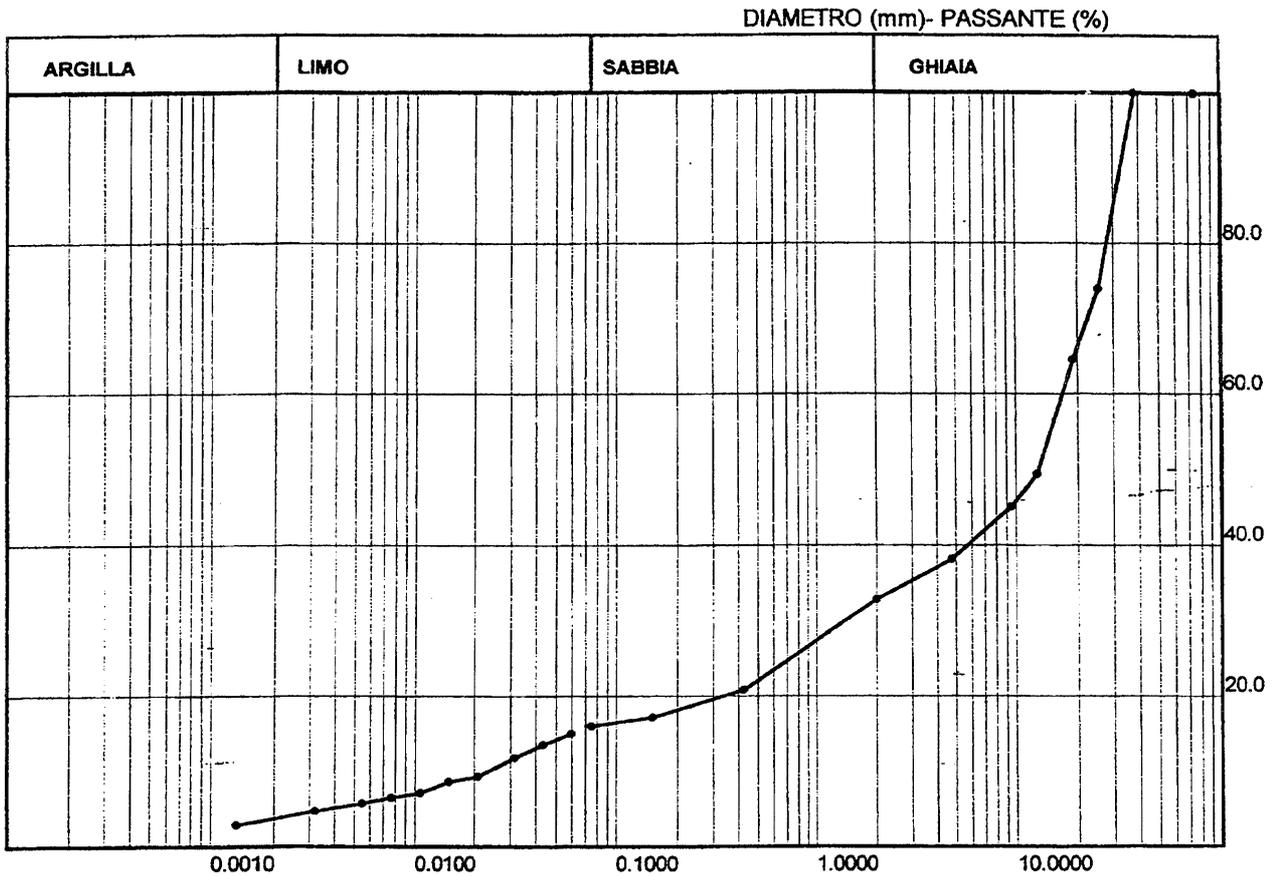
P.P. Kg/cm ²	T.V. Kg/cm ²	PRO - VINI

DESCRIZIONE DEL CAMPIONE	NOTE
<p>0</p> <p>10</p> <p>20</p> <p>30</p> <p>40</p> <p>50</p> <p>60</p> <p>70</p> <p>80</p> <p>90</p> <p>100</p> <p>Ghiaia poligenica, eterometrica con elementi subarrotondati in matrice sabbiosa limosa di colore grigio giallastra</p>	

COMMITTENTE: ITALFERR S.p.A.
 LOCALITA': Linea A.V. Milano - Venezia
 CANTIERE: Tratta Treviglio - Verona

SONDAGGIO: SA2020132
 DATA: 12-26/03/2002 CAMPIONE: 3
 PROFONDITA', m: 27.00/27.50

ANALISI GRANULOMETRICA [ASTM D 422-63(R98)]^A



ANALISI PER SETACCI

Apert. setaccio, mm	Passante, %
75.000	100.00
38.100	100.00
25.400	73.98
19.050	64.55
12.700	49.36
9.500	45.05
4.750	38.11
2.000	32.82
0.425	20.84
0.150	17.19
0.075	16.05

ANALISI PER SEDIMENTAZIONE

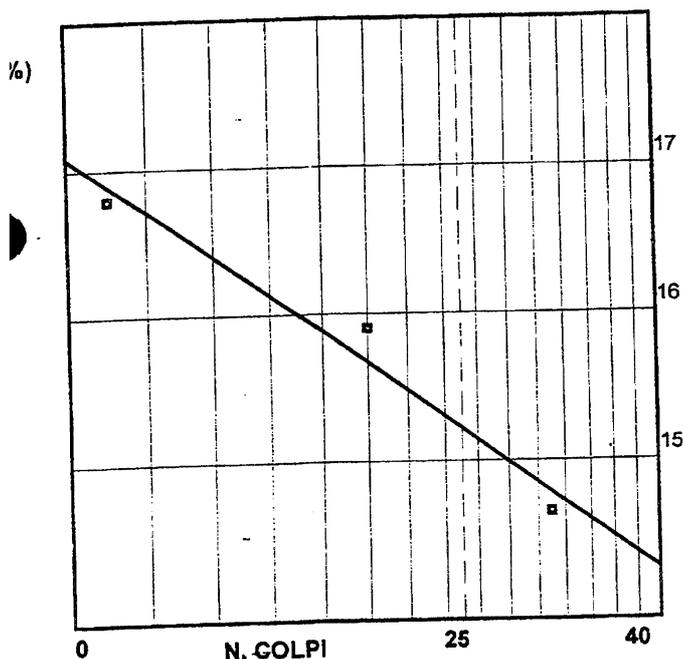
Diametro equivalente, mm	Passante, %
0.05924	14.98
0.04305	13.55
0.03144	11.77
0.02073	9.27
0.01483	8.56
0.01072	7.13
0.00766	6.42
0.00547	5.71
0.00321	4.64
0.00134	2.85

GHIAIA, %= 67.18
 SABBIA, %= 16.78
 LIMO, %= 12.56
 ARGILLA, %= 3.48

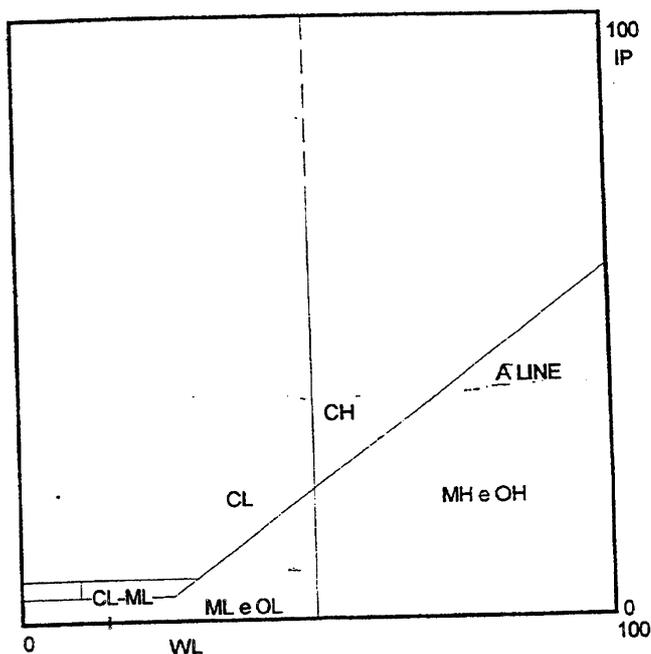
^Il campione è stato preparato mediante essiccazione in forno

PROVE DI CLASSIFICAZIONE

LIMITE LIQUIDO



CARTA DI PLASTICITA'



CONTENUTO IN ACQUA (%)= -

LIMITE LIQUIDO (%)= 15
 (CNR-UNI 10014)

LIMITE PLASTICO (%)= N.P.
 (CNR-UNI 10014)

INDICE PLASTICO (%)= N.P.

INDICE DI CONSISTENZA= -

INDICE DI GRUPPO= -

PESO DI VOLUME(kN/mc)= -

ARGILLA(%)= -

ATTIVITA'= -

CLASSIFICAZIONE AASHTO :A-1-b
CLASSIFICAZIONE USCS :

CARATTERISTICHE GRANULOMETRICHE
 [ASTM D 422-63(R98)]

SETACCIO mesh	APERTURA mm	PASSANTE %
10	2	32.82
40	0.420	20.84
200	0.074	16.05

LIMITE DI RITIRO(%)= -
 (CNR-UNI 10014)

CONTENUTO IN SOSTANZE ORGANICHE(%)= -

C.G.G. s.r.l.

via sagittario 3/3 - pontecchio marconi (bo) - Tel. 051/846406

Data: 15/03-04/04/2002

Committente: ITALFERR S.p.A.
 Località: Linea A.V. Milano - Venezia
 Cantiere: Tratta Treviglio - Verona

Sondaggio: SA2020132
 Campione: 3
 Profondità (m): 27.00/27.50

RESISTENZA A COMPRESSIONE

Provino	Peso	γ	Area	$R_{c_{tot}}$	$R_{c_{unit}}$
n.	gr	g/cm ³	cm ²	Kg	Kg/cm ²
1	57.31	2.339	4.91	4486	913.7
2	66.59	2.718	4.91	8507	1732.5
3	66.71	2.723	4.91	9159	1865.4

Rc: valore resistenza a compressione

Dimensioni del provino: d=2.5 cm - h=5.0 cm

COMMITTENTE: ITALFERR S.p.A.
 LOCALITA': Linea A.V. Milano - Venezia
 CANTIERE: Tratta treviglio - Verona

SONDAGGIO: SA2020132

DATA: 27/03/2002

CAMPIONE: 3

PROFONDITA', m: 27.00/27.50

PROVA DI TAGLIO DIRETTO C.D. (ASTM D 3080-98)**Condizioni del campione: Rimaneggiato**Caratteristiche iniziali del campione

lato	60	mm	peso di volume (ASTM D 2435-96)	-	kN/m ³
altezza	20	mm	densità secca	-	kN/m ³
contenuto in acqua (CNR-UNI 10008)	-	(%)	Peso specifico dei grani (CNR-UNI 10013)	-	-
grado di saturazione	-	(%)	Indice dei vuoti	-	-

Velocità di taglio= 0.1000 mm/minuto

PRESSIONI VERTICALI	RESISTENZA AL TAGLIO	RESISTENZA RESIDUA
kPa	kPa	kPa
100.00	69.17	-
200.00	130.56	-
300.00	192.28	-

PARAMETRI A ROTTURA

RESISTENZA AL TAGLIO	DEF. ORIZZONTALE	DEF. VERTICALE
kPa	mm	mm/100
69.17	5.08	7.00
130.56	5.14	26.00
192.28	4.79	13.00

C' = 7.55 kPa
 Cr = -

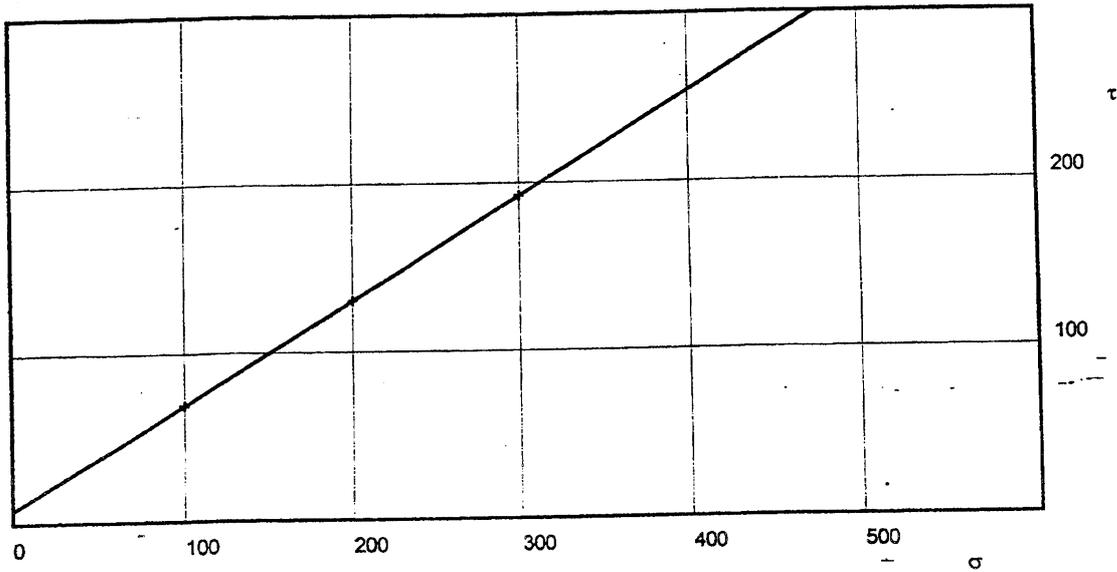
$\phi' = 31.62^\circ$
 $\phi_r = -$

COMMITTENTE: ITALFERR S.p.A.
LOCALITÀ: Linea A.V. Milano - Venezia
ANTIERE: Tratta treviglio - Verona

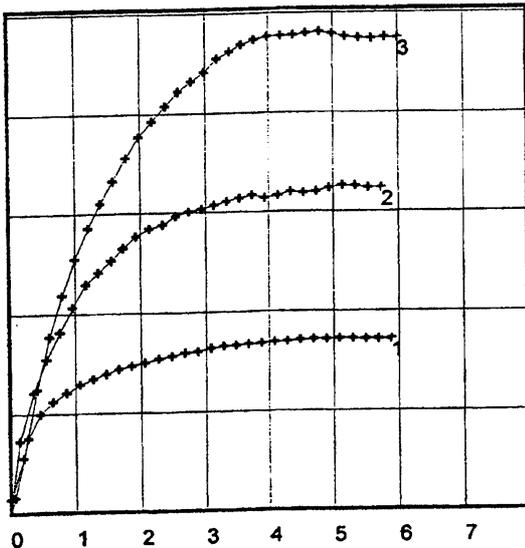
SONDAGGIO: SA2020132
DATA: 27/03/2002 CAMPIONE: 3
PROFONDITÀ, m: 27.00/27.50

PROVA DI TAGLIO DIRETTO C.D. (ASTM D 3080-98)

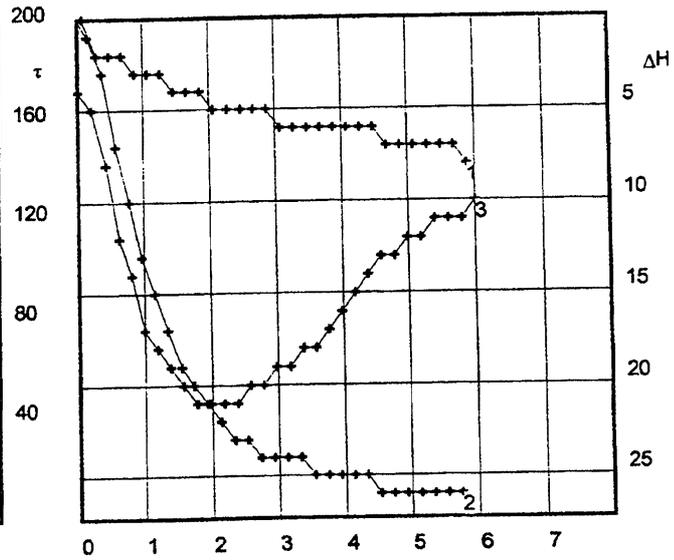
Sforzo di taglio, (kPa)-Pressione verticale (kPa)



SFORZO DI TAGLIO (kPa)



DEFORMAZIONI VERTICALI, mm/100



Deformazione orizzontale (mm)

— valori di picco
- - - valori residui

