

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**

**IV16 – CAVALCAFERROVIA VIA BRESCIA – PK 108+954.045**

**Relazione Geotecnica**

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

COMMESSA	LOTTO	FASE	ENTE	TIPO DOC	OPERAV/DISCIPLINA	PROGR	REV
I N O R	1 2	E	E 2	R B	I V 1 6 0 0	0 0 1	A

PROGETTAZIONE								IL PROGETTISTA CeAS 
Rev.	Descrizione	Redatto	Data	Verificato	Data	Progettista Integratore	Data	
A	Emissione	Cardella	15.05.20	Becci	15.05.20	Liani	15.05.20	
B								
C								
								Data: 15.05.2020

CIG. 751447334A

File: INOR12EE2RBIV1600001A\_10.docx



Progetto cofinanziato  
dalla Unione Europea

CUP: F81H9100000008

GENERAL CONTRACTOR



ALTA SORVEGLIANZA



Doc. N.

Progetto  
INOR

Lotto  
12

Codifica Documento  
E E2 RB IV 160 0 001

Rev.  
A

Foglio  
2 di 79

## INDICE

<b>1. LISTA GENERALE DEI SIMBOLI .....</b>	<b>4</b>
<b>2. BREVE DESCRIZIONE DELL'OPERA .....</b>	<b>5</b>
<b>3. NORMATIVA E DOCUMENTAZIONE DI RIFERIMENTO .....</b>	<b>6</b>
<b>4. SOFTWARE IMPIEGATI.....</b>	<b>6</b>
<b>5. INDAGINI ESEGUITE.....</b>	<b>7</b>
<b>6. DESCRIZIONE STRATIGRAFICA .....</b>	<b>9</b>
<b>7. CONDIZIONI DELLA FALDA .....</b>	<b>10</b>
<b>8. STRATIGRAFIA DI PROGETTO.....</b>	<b>11</b>
<b>9. PARAMETRI GEOTECNICI DI PROGETTO.....</b>	<b>12</b>
<b>10. PROBLEMATICHE LEGATE AL SISMA .....</b>	<b>15</b>
10.1. DEFINIZIONE DEL SISMA DI PROGETTO .....	15
10.2. VALUTAZIONE DELLA MAGNITUDO.....	18
10.3. STABILITÀ DEL SITO IN CONDIZIONI SISMICHE.....	19
10.4. AZIONI SISMICHE SUI PALI E DIAFRAMMI DI FONDAZIONE.....	19
<b>11. CALCOLO DEI PALI DI FONDAZIONE (IV16).....</b>	<b>21</b>
11.1. CALCOLO DELLA CAPACITÀ PORTANTE.....	21
11.2. MATRICI DI RIGIDEZZA DELLE PALIFICATE .....	33
11.3. CAPACITÀ PORTANTE ORIZZONTALE .....	35
11.3.1. PALIFICATE.....	35
11.3.2. DIAFRAMMI Calcolo longitudinale.....	46
11.4. VERIFICHE STRUTTURALI ED ALLO STATO LIMITE DI SERVIZIO E NEI RIGUARDI DI AZIONI ORIZZONTALI.....	48
11.5. CRITERI DI DIMENSIONAMENTO DELLE PALIFICATE .....	52
<b>12. CALCOLO DELLE SPINTE SULLE SPALLE.....</b>	<b>55</b>
<b>13. PROBLEMATICHE CONNESSE ALLA REALIZZAZIONE DELL'OPERA.....</b>	<b>57</b>
<b>14. RILEVATI DI APPROCCIO .....</b>	<b>58</b>
14.1. INTRODUZIONE.....	58

GENERAL CONTRACTOR



ALTA SORVEGLIANZA



Doc. N.	Progetto INOR	Lotto 12	Codifica Documento E E2 RB IV 160 0 001	Rev. A	Foglio 3 di 79
14.2.	NORMATIVA DI RIFERIMENTO.....				58
14.3.	CONSIDERAZIONI DI CARATTERE GENERALE .....				58
14.4.	ANALISI DI STABILITÀ .....				62
14.4.1.	<i>Pendenze delle scarpate e caratteristiche dei materiali di rilevato</i> .....				62
14.4.2.	<i>Stratigrafia e parametri di calcolo</i> .....				62
14.4.3.	<i>Criteri di verifica</i> .....				63
14.4.4.	<i>Condizioni di carico</i> .....				64
14.4.5.	<i>Risultati delle analisi</i> .....				65
14.5.	CEDIMENTI.....				68
14.6.	PIANI DI POSA.....				70
14.7.	PROBLEMI ESECUTIVI.....				71
15.	RIFERIMENTI BIBLIOGRAFICI .....				72
16.	RISULTATI DELLE INDAGINI .....				75

## 1. LISTA GENERALE DEI SIMBOLI

$\gamma$	=	Peso dell'unità di volume totale
$\gamma'$	=	Peso di volume efficace del terreno
PI	=	Indice di plasticità
$\phi'$	=	angolo di attrito interno
$\nu$	=	Rapporto di Poisson
E'	=	Modulo di Young
E <sub>u</sub>	=	Modulo non drenato
M	=	Modulo confinato
E <sub>ed</sub>	=	Modulo edometrico
C <sub>u</sub>	=	Resistenza al taglio non drenata
$c'$	=	Coesione in termini di tensione efficace
F <sub>s</sub>	=	Fattore di sicurezza
$\sigma'_p$	=	Tensione di preconsolidazione
q <sub>u</sub>	=	Capacità portante ammissibile
z	=	Profondità del piano campagna
K <sub>0</sub>	=	Coefficiente di spinta a riposo
K <sub>a</sub>	=	Coefficiente di spinta attiva
OCR	=	Grado di sovra consolidazione (GSC)
N <sub>spt</sub>	=	Numero di colpi/30cm (Standard Penetration Test)
CPT	=	Prova penetrometrica statica
CPTU	=	Prova penetrometrica statica con piezocono
q <sub>c</sub>	=	Resistenza di punta del penetrometro

GENERAL CONTRACTOR



ALTA SORVEGLIANZA



Doc. N.

Progetto  
INOR

Lotto  
12

Codifica Documento  
E E2 RB IV 160 0 001

Rev.  
A

Foglio  
5 di 79

## 2. BREVE DESCRIZIONE DELL'OPERA

Il cavalcaferrovia in oggetto, a sei campate di luce variabile, ha la funzione di scavalcare la linea ferroviaria A.C. Milano-Verona e l'autostrada A4 Milano-Venezia e viene realizzata poco ad Ovest dell'attuale attraversamento dell'Autostrada, che verrà demolito; per tale motivo i rilevati di accesso vengono in parte ad essere realizzati in un'area occupata da quelli dell'attuale opera.

Con riferimento alla linea AV/AC l'opera è ubicata alla progressiva 108+954, nel comune di Calcinato, in provincia di Brescia.

L'opera viene a collocarsi in un'area pressoché pianeggiante; quote del piano campagna indicativamente variabili tra +135.0÷138.0 m s.l.m.m.

In corrispondenza del cavalcaferrovia la sede autostradale della A4 si trova in trincea con fondo stradale alla quota +133.5÷134.0 m s.l.m.m. circa, ossia 4÷5 m sotto la quota del piano campagna circostante.

### 3. **NORMATIVA E DOCUMENTAZIONE DI RIFERIMENTO**

- 1.] D. M. Min. II. TT. del 14 gennaio 2008 – Norme tecniche per le costruzioni;
- 2.] 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;
- 3.] RELAZIONE GEOLOGICA GENERALE, documento di riferimento PD  
“IN0500DE2RGGE00010011”
- 4.] ULTERIORI INDAGINI DI LABORATORIO GEOTECNICO 2018/2019 elaborato  
“IN0R11EE2ROGE0000002”.

### 4. **SOFTWARE IMPIEGATI**

- Paratie Plus v.20.0 (CeAS s.r.l. Milano) per verifiche di stabilità e verifiche su opere di sostegno provvisionali;
- Flac/FlacSlope per verifiche di stabilità;
- Settle3D (RocScience v4.0) per calcolo dei cedimenti di rilevati in terra;
- Piglet v.6.1a (Prof. Mark Randolph) per il calcolo del comportamento di gruppi di pali.

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

**Tabella 5-1**

Sondaggio o Pozzetto (Denomin.)	Campagna d'indagine (1992-2002- 2004-2018)	Quota di Bocca foro (m s.l.m.m.)	Lunghezza sondaggio (m)	Piezometro installato C = Casagrande <sup>(1)</sup> TA = Tubo Aperto <sub>(2)</sub>
DS620	1992	+ 136.20	25.0	-
DS619	1992	+ 134.74	25.0	TA
DS002	1992	+137.50	35.0	TA
DS201	1992	+ 135.82	25.0	TA
DS202	1992	+ 135.30	25.0	TA
XA202R122	2001	+ 136.99	30.0	TA
3SS048	2004	+139.50	40.0	
3SS051	2004	+ 134.92	30.0	TA
3SN052	2004	+ 135.82	30.0	TA
3SS409	2004	+ 138.01	50.0	TA
IV16_MASW_001	2018	p.c.	-	-

<sup>(1)</sup> = Tra parentesi la profondità della cella Casagrande  
<sup>(2)</sup> = Tra parentesi il tratto finestrato

Doc. N.

Progetto  
INOR

Lotto  
12

Codifica Documento  
E E2 RB IV 160 0 001

Rev.  
A

Foglio  
8 di 79

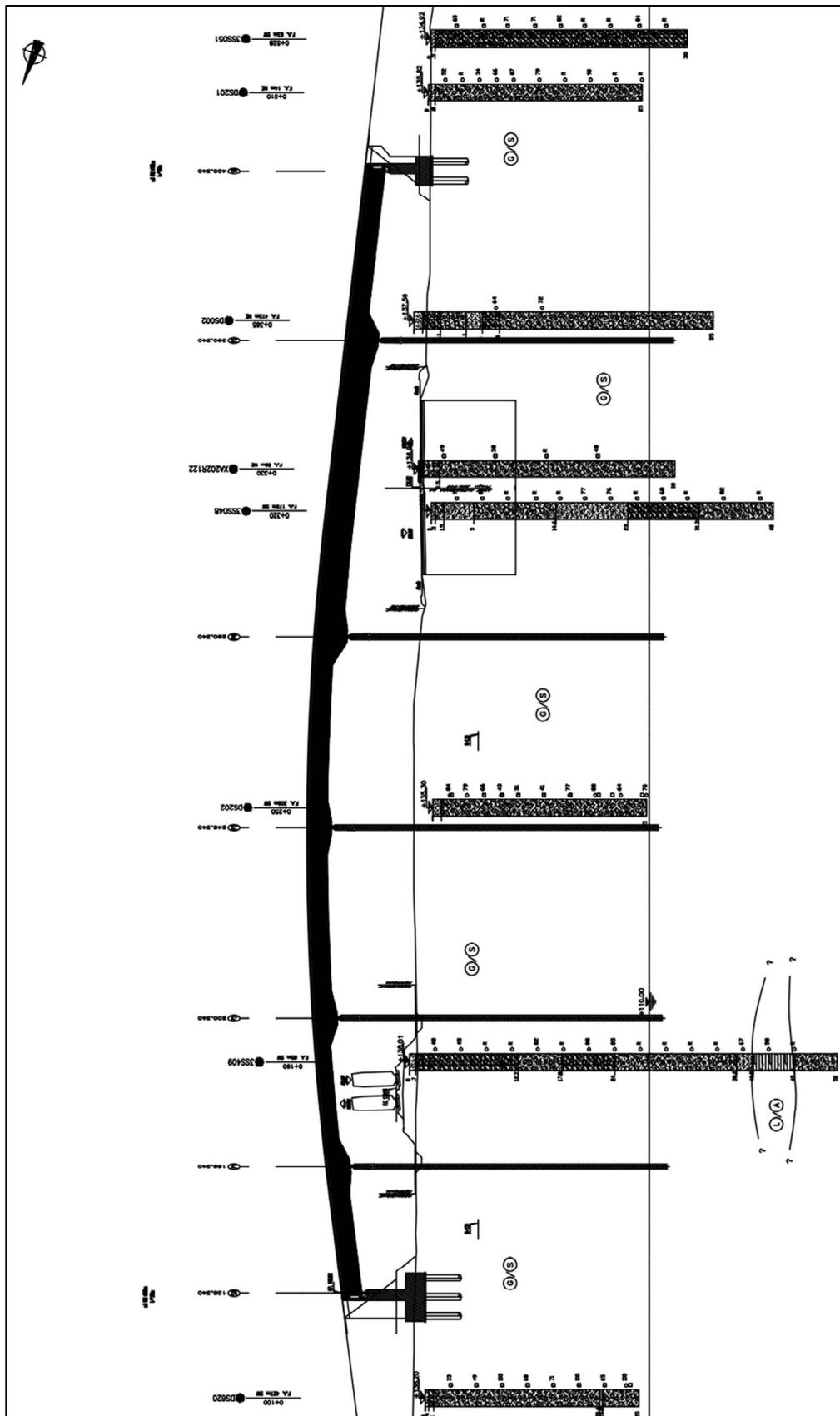
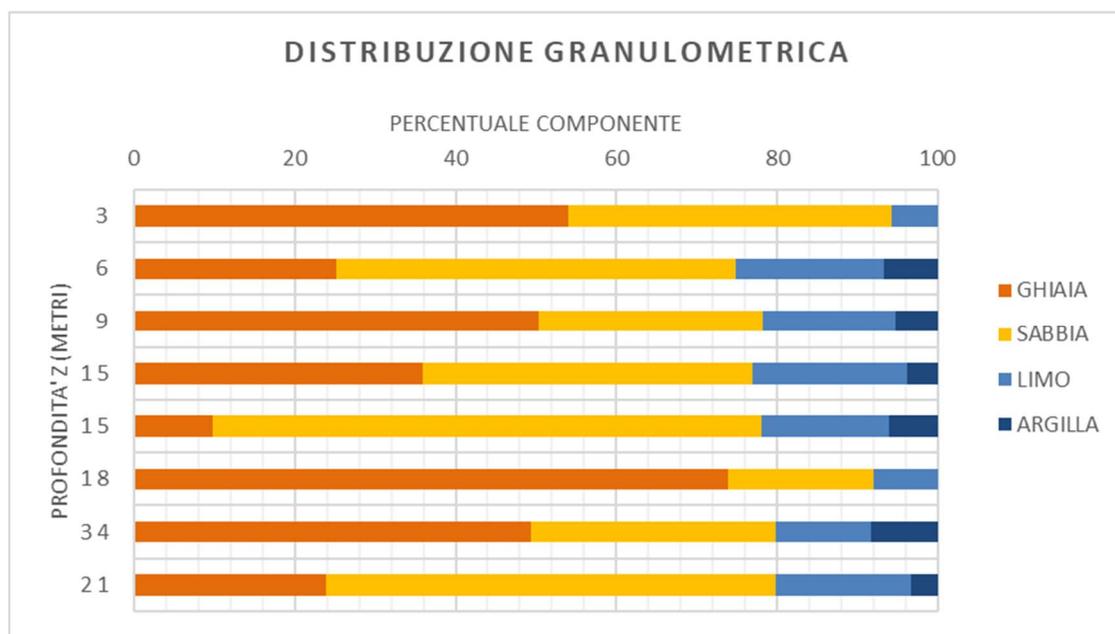


Figura 5-1: IV16 – indagini considerate

## 6. DESCRIZIONE STRATIGRAFICA

Le stratigrafie dei sondaggi presi in considerazione mostrano fin dai primi metri di profondità dal p.c. locale un'alternanza di strati di ghiaia con sabbia e di sabbia con ghiaia; sono riscontrati anche clasti di dimensioni centimetriche. Il terreno si mostra per lo più da mediamente addensato ad addensato, con bassi valori di umidità fino ad asciutto. Si riscontra limo in percentuali minori, comunque accompagnato da una matrice granulare. Si riportano i risultati delle analisi granulometriche significative in

**Figura 6-1.**



**Figura 6-1: IV16 – analisi granulometriche**

Come è possibile notare dalle analisi granulometriche riportate, la matrice a carattere sabbiosa ghiaiosa risulta continua lungo tutta la profondità.

## 7. CONDIZIONI DELLA FALDA

Nella Tabella 7-1 si riportano le soggiacenze della falda misurate nei sondaggi attrezzati con piezometri (vedi la Tabella 5-1) in prossimità o più prossimi all'opera in oggetto. Si assume un livello di falda con una profondità maggiore di 20m dal piano campagna.

**Tabella 7-1**

<b>Sondaggio (Denomin.)</b>	<b>Quota Bocca foro (m s.l.m.m.)</b>	<b>Soggiacenza (m da boccaforo)</b>	<b>Quota assoluta (m s.l.m.m.)</b>
XA202R122	+ 136.99	29.28	+ 107.71
3SN052	+ 135.82	25.75	+ 110.70

Quanto sopra è in accordo con le risultanze degli studi idrogeologici.

## 8. STRATIGRAFIA DI PROGETTO

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

**Tabella 8-1**

<b>Strato</b>	<b>Profondità da (m da p.c.)</b>	<b>Profondità a (m da p.c.)</b>	<b>Descrizione</b>
<b>1</b>	0.0	< 0.5	Terreno vegetale o riporto
<b>2</b>	0.5	In profondità	Ghiaie sabbiose o sabbie con ghiaie deb. Limose
<b>Profondità della falda: &gt;20 m da p.c.</b>			

## 9. PARAMETRI GEOTECNICI DI PROGETTO

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 (Figura 16-1) e delle analisi granulometriche effettuate sui campioni rimaneggiati ( **Figura 6-1**).

I parametri geotecnici da introdurre nelle analisi di dimensionamento e verifica delle fondazioni (spalle, pile, opere di sostegno definitive e provvisorie) e dei rilevati, secondo quanto riportato nei documenti relativi ai criteri di calcolo delle varie opere, sono riassunte nella Tabella 9-1 (in accordo a quanto riportato dalla Figura 16-2 alla Figura 16-5).

**Tabella 9-1**

Parametri	Strato 2
<b>Profondità da p.c.</b>	tra 0.5 e 40 m
<b>Natura</b>	Granulare (sabbie e ghiaie)
$\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	19
$D_r$ (%)	> 60
( $e_{max} - e_{min}$ )	0.35
$\phi_k$ (°)	38
$\phi_{cv}$ (°)	35
$k_o$ (-)	0.5
$v_s$ (m/s) <sup>(1)</sup>	200÷600
$G_0$ (kPa) <sup>(2)</sup>	$200000 \cdot \left(\frac{p'}{100}\right)^{0.5}$

### Simbologia:

$\gamma$  = Peso di volume;

$D_r$  = Densità relativa;

$\phi_k$  = Angolo di attrito caratteristico;

$\phi_{cv}$  = Angolo di attrito a volume costante;

$N_{SPT}$  = Risultato della prova penetrometrica dinamica SPT;

$k_o$  = Coefficiente di spinta del terreno a riposo;

OCR = Grado di sovraconsolidazione meccanico;

$v_s$  = Velocità delle onde S;

$G_0$  = Modulo di taglio a piccole deformazioni.

### Note:

<sup>(1)</sup> = Velocità delle onde S determinata in base ai valori  $N_{SPT}$ . (Ohta & Goto N. (1978), con  $f_a=1.3$ ,  $f_g=1.45$ ) Vedi Figura 16-2.

$$^{(2)} = p' = \frac{1+2 \cdot k}{3} \cdot \sigma_v'$$

$\sigma_v'$  = pressione verticale efficace corrente (kPa);

$k$  = coefficiente di spinta orizzontale corrente.

In prima approssimazione, i moduli elastici operativi da utilizzare nel calcolo delle opere con metodi lineari, che ricorrono alla teoria dell'elasticità, sono:

- $G \approx 0.15 \cdot G_0$ , con  $G_0$  valutato assumendo  $k = k_0 \Rightarrow$  rilevati
- $G \approx (0.2 \div 0.3) \cdot G_0$ , con  $G_0$  valutato assumendo  $k = k_0 \Rightarrow$  fondazioni dirette e opere di sostegno.

<sup>(3)</sup> = Valori stimati.

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):

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

$(e_{max} - e_{min})$  stimato dalla seguente Figura 9-1, sempre tratta dal citato riferimento.

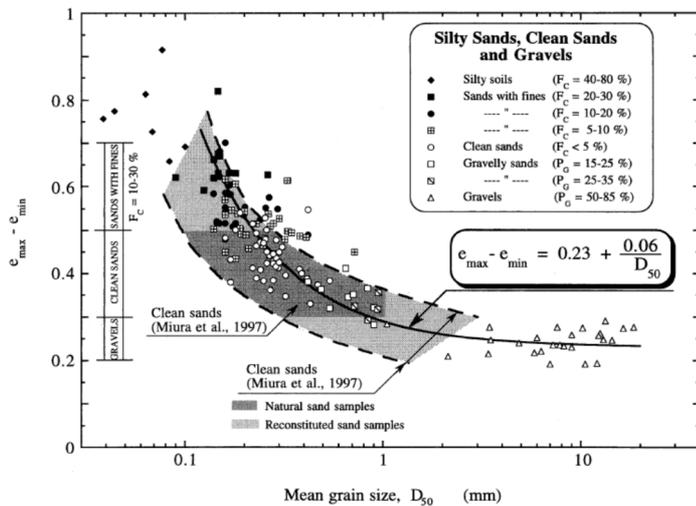


Table 2. Typical values of the void ratio range for silty sands, clean sands and gravels

Soil type	$F_C$ (%)	$P_G$ (%)	$e_{max} - e_{min}$
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. Cubrinowski &, Ishihara K. (1999)

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

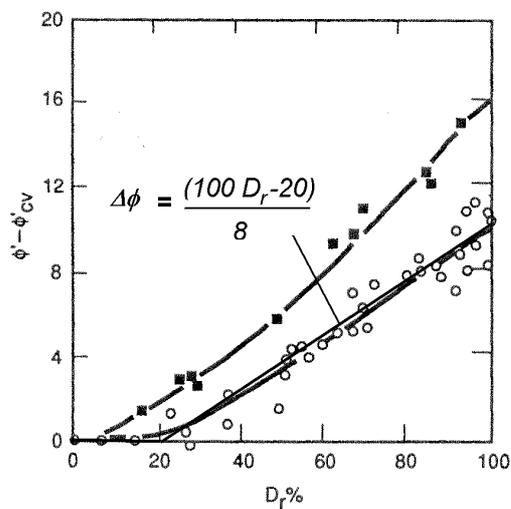


Figura 9-2: modificata da Fleming et al (1992)

## 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.

Si assume:

- vita nominale ( $V_N$ ) dell'opera pari a 100 anni;
- classe d'uso III ( $C_u = 1.5$ );

Il periodo di riferimento ( $V_R$ ) per l'azione sismica, data la vita nominale e la classe d'uso vale:

$$V_R = V_N \cdot C_u = 150 \text{ anni.}$$

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  $T_R$  (in anni), vale:  $T_R(SLV) = -V_R / \ln(1 - P_{VR}) = 1424 \text{ anni}$ .

La definizione della categoria di sottosuolo, ai fini della determinazione dell'azione sismica, in accordo al punto §3.2.2 di NTC08, viene effettuata sulla base dei risultati delle prove penetrometriche dinamiche SPT (Figura 10-2) dai quali si ottiene un valore di  $N_{SPT,30} > 60$ , a cui corrisponde, in accordo alla Tabella 3.2.II di NTC08, una **categoria di sottosuolo tipo B**, confermata dalla misura diretta tramite tecnica MASW. Di seguito i parametri sismici, riferiti al comune di Calcinato (BS) nel punto esatto dell'opera (Lat 45.4690269593871– Long. 10.382823018663) (Figura 10-1)

$a_g$	accelerazione orizzontale massima del terreno su suolo di categoria A, espressa come frazione dell'accelerazione di gravità;	Cat B	0.231 g
$F_0$	valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale	Cat B	2.468
$T_c^*$	periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale	Cat B	0.28 s
$S_s$	coefficiente di amplificazione stratigrafica	Cat B	1.172
$C_c$	coefficiente che modifica il valore del periodo $T_c$	Cat B	1.419
$S_T$	coefficiente di amplificazione topografica - pianura	Cat B	1.00

**Tabella 10-1. Parametri sismici di riferimento**

Da cui, l'accelerazione massima risulta quindi:  $a_{max} = S_S \cdot S_T \cdot a_g = 0.27$

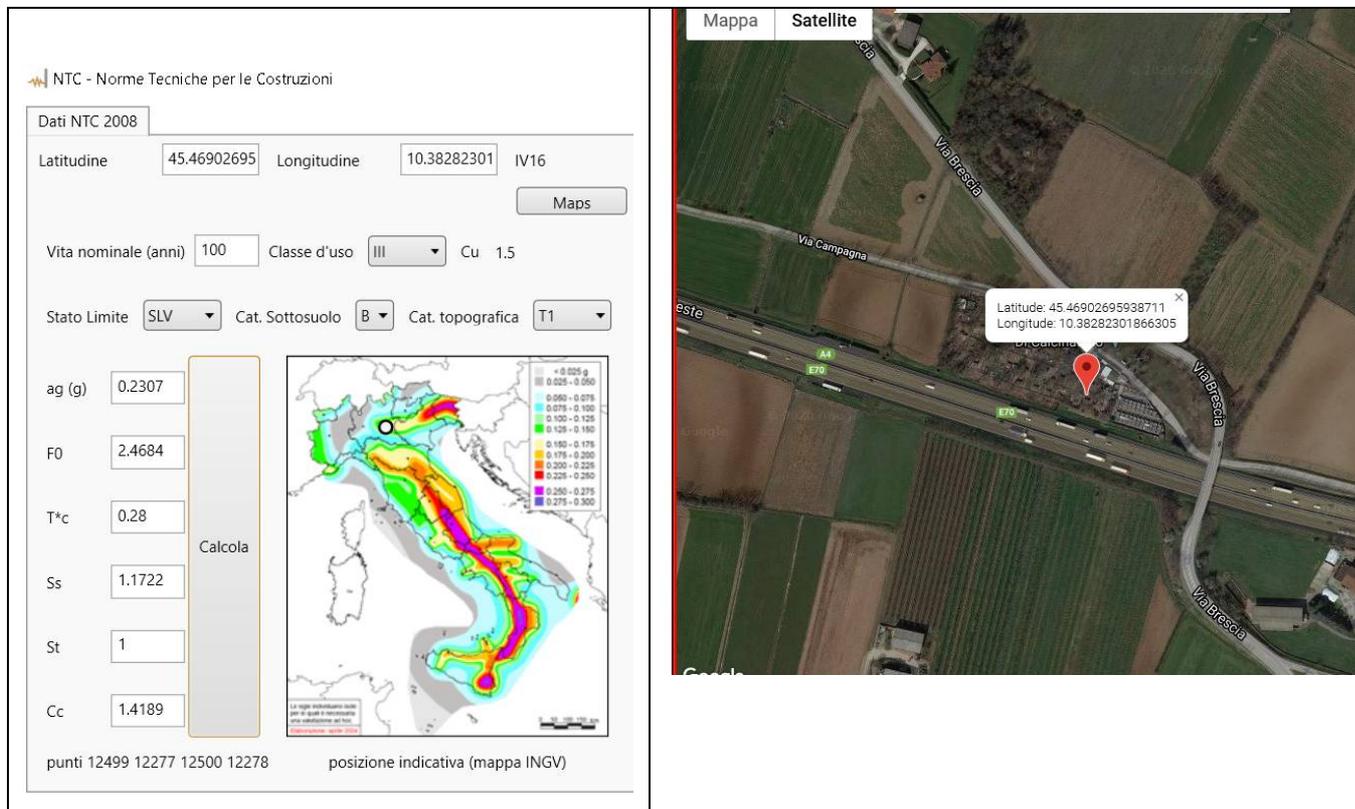


Figura 10-1 – calcolo parametri sismici per IV16

Doc. N.

Progetto  
INOR

Lotto  
12

Codifica Documento  
E E2 RB IV 160 0 001

Rev.  
A

Foglio  
17 di 79

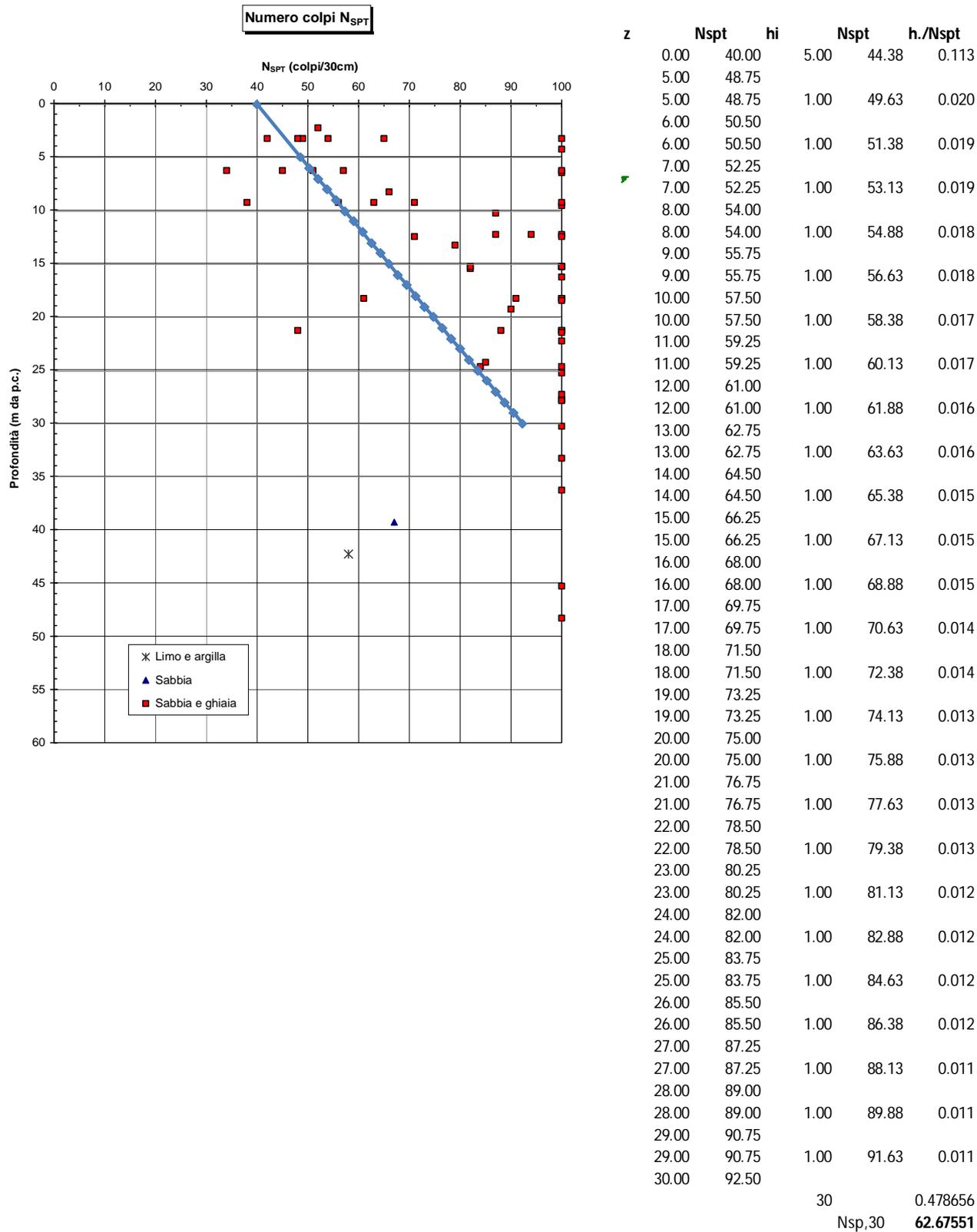


Figura 10-2 : IV16 - calcolo N<sub>spt,30</sub>

## 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 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 superiore a quello associato allo stato limite considerato nel progetto (SLV,  $T_R=1424$ ) i valori di Magnitudo qui indicati sono coerenti con i valori di  $a_{max}$ .

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

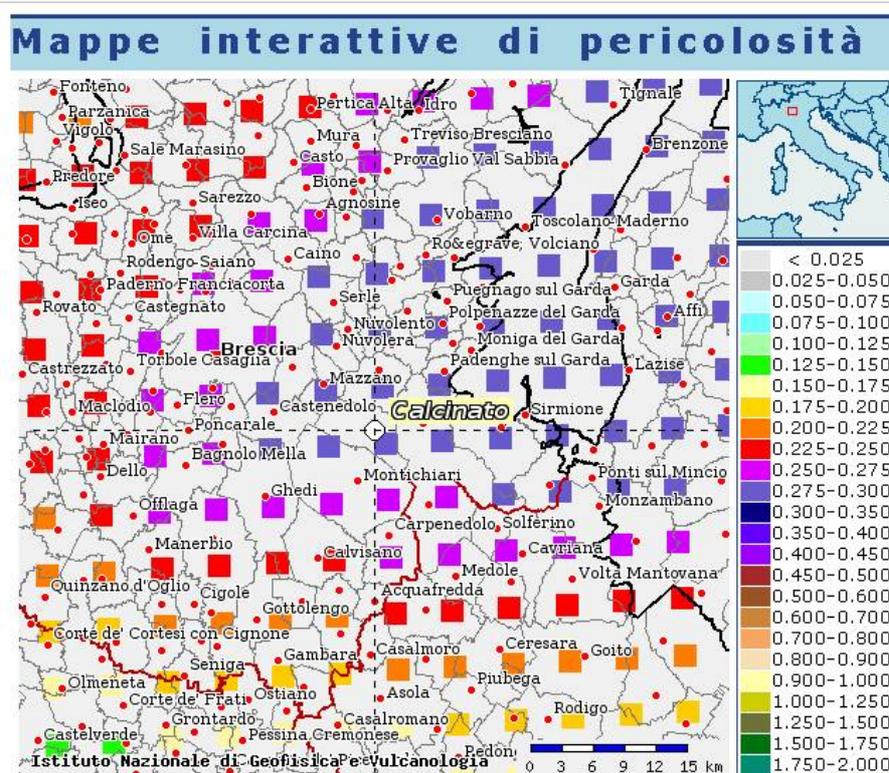
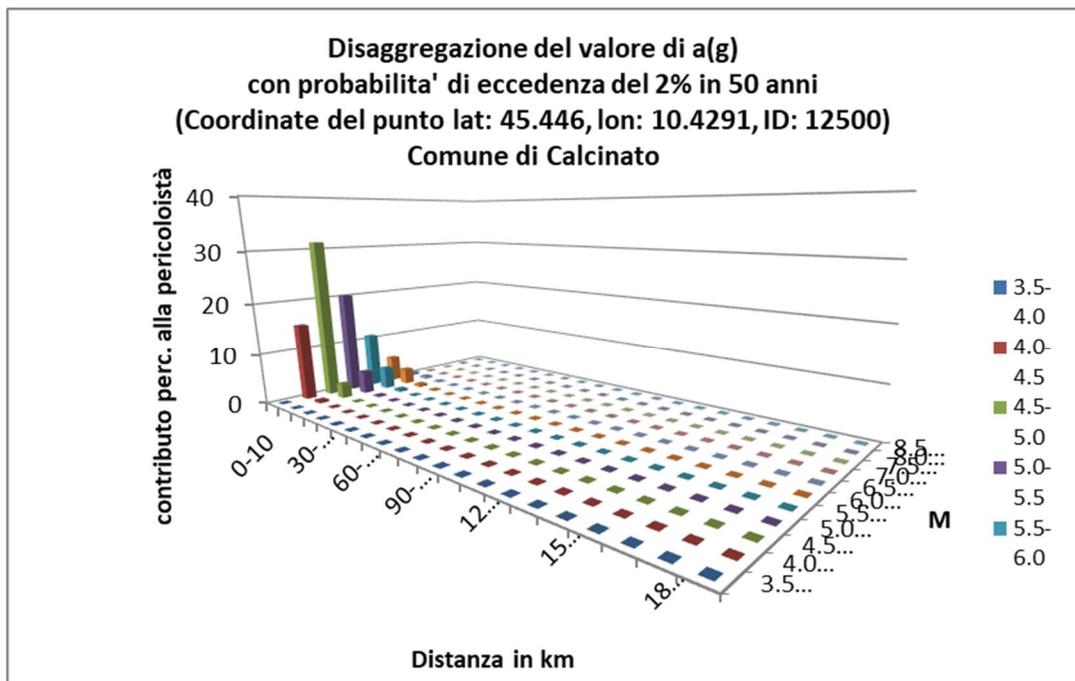


Figura 10-3: estratto mappa sismica INGV



**Figura 10-4: Contributi specifici magnitudo-distanza alla pericolosità sismica – Calcinato (Bs)**

### 10.3. STABILITÀ DEL SITO IN CONDIZIONI SISMICHE

In relazione:

- alle caratteristiche fisiche e meccaniche dei materiali di fondazione,
- alla morfologia dell'area,
- ai livelli di sismicità di progetto,
- alla profondità della falda rilevata nel corso delle successive indagini,

sulla base di Magnitudo attese prevalentemente comprese tra 4.5 e 5, si può ritenere che gli effetti prodotti dal terremoto in termini sia di sviluppo di pressioni interstiziali che di cedimenti siano trascurabili, e in accordo con la normativa se ne omette la verifica (NTC 7.11.3.4.2).

### 10.4. AZIONI SISMICHE SUI PALI E DIAFRAMMI DI FONDAZIONE

Alla luce del moderato livello di sismicità ( $a_g < 0.25g$ ) e delle condizioni del sottosuolo, possono ritenersi trascurabili, ai fini progettuali, le cosiddette azioni cinematiche nei pali e nei diaframmi di fondazione, ossia le sollecitazioni derivanti dall'interazione tra palo e terreno, in conseguenza delle distorsioni nel terreno provocate dalle onde sismiche. Il calcolo dei pali dovrà essere svolto portando

GENERAL CONTRACTOR



ALTA SORVEGLIANZA



Doc. N.

Progetto  
INOR

Lotto  
12

Codifica Documento  
E E2 RB IV 160 0 001

Rev.  
A

Foglio  
20 di 79

in conto, nelle combinazioni di calcolo sismiche, le sole azioni inerziali, cioè quelle azioni trasmesse dalla sovrastruttura alla palificata.

## 11. CALCOLO DEI PALI DI FONDAZIONE (IV16)

Il progetto prevede il ricorso a fondazioni su pali trivellati di grande diametro  $\phi 1500$  per le spalle.  
Per le pile, si prevedono fondazioni su diaframmi.

### 11.1. CALCOLO DELLA CAPACITÀ PORTANTE

Il calcolo della capacità portante dei pali e dei diaframmi di fondazione viene svolto adottando, in termini generali, i seguenti criteri, attualizzati al metodo agli Stati Limite:

Si pone

$$Q_{u,b} = A_{base} \cdot q_{u,b} \quad \text{portata limite alla base}$$

$$Q_{u,s} = \text{Perimetro} \cdot \int_{z_t}^{z_b} q_{u,s} \cdot dz \quad \text{portata limite per attrito laterale}$$

dove:

$D =$  diametro del palo

$q_{u,b} =$  pressione limite alla base del palo

$q_{u,s} =$  tensione tangenziale limite lungo il fusto del palo

$z_b =$  profondità della base del palo da testa palo

$z_t =$  profondità della testa del palo da testa palo

Per quanto riguarda i pali, ovviamente si pone

$$A_{base} = \pi \cdot \frac{D^2}{4} ;$$

$$\text{Perimetro} = \pi \cdot D$$

Nel caso di diaframmi, di larghezza  $B$  (in genere 2.5 m) e spessore  $t$ , si ipotizza quanto segue

$$A_{base} = B \cdot t ;$$

$\text{Perimetro} = 2 \cdot B$  nel caso di diaframmi intermedi in una schiera

$\text{Perimetro} = 2 \cdot B + t$  nel caso di diaframmi terminali

Ai punti seguenti vengono presentate le trattazioni che permettono di valutare il valore di  $q_{u,b}$  e di  $q_{u,s}$ , in funzione del tipo di terreno considerato.

### Pressione limite alla base

La pressione limite esercitata dal terreno sulla base del palo, viene valutata in accordo a Gwizdala [1984], Reese & O'Neill [1988] e Matsui [1993] come segue:

$$(q_{u,b})_{\frac{s}{D}=0.1} = \alpha_N \cdot (N_{SPT})_m \leq (q_{u,b})_{\max}$$

dove:

$(q_{u,b})_{\frac{s}{D}=0.1}$  = pressione limite alla base associabile a cedimenti pari al 10% del diametro del palo;

$(N_{SPT})_m$  = valore di  $N_{SPT}$  medio su un tratto pari a  $1.5 \cdot D$  al di sopra e al di sotto della base del palo;

con:

$\alpha_N$  = coefficiente empirico, pari a 120 kPa

per materiali granulari con

$(q_{u,b})_{\max}$  = pressione limite alla base massima pari a 5800 kPa

importante frazione ghiaiosa

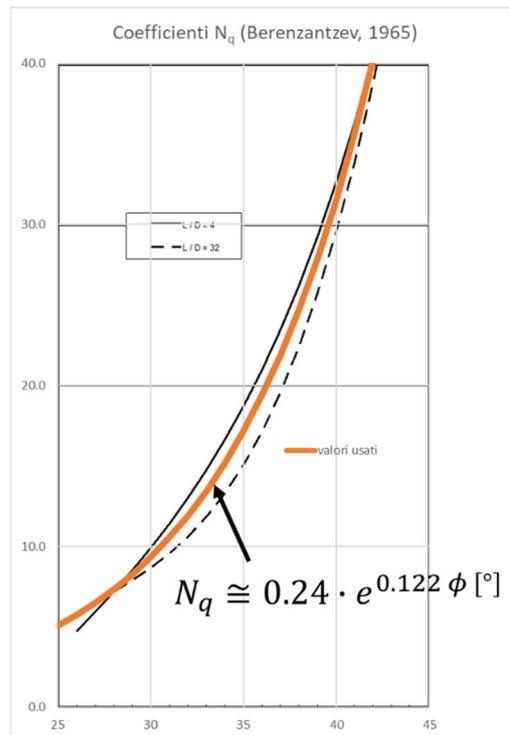
Al fine di non utilizzare un criterio eccessivamente cautelativo si considera inoltre un valore della pressione limite di base non inferiore a quanto segue:

$$(q_{u,b})_{\frac{s}{D}=0.1} = N_q \cdot \sigma'_{v0} \leq (q_{u,b})_{\max}$$

dove:

$N_q$  = parametro adimensionale che può essere valutato mediante la figura seguente (Raccomandazioni AGI [1984]), con un angolo di attrito ridotto di circa  $3^\circ$  rispetto al valore di miglior stima. Nel caso in esame, con  $\phi=38^\circ$ ,  $\phi_{rid}=35^\circ \rightarrow N_q = 17.1$

$\sigma'_{v0}$  = pressione verticale efficace geostatica calcolata a partire dal p.c.



**Figura 11-1: Coefficiente  $N_q$  - Berezantzev (1965)**

### Tensione tangenziale limite lungo il fusto del palo

Il valore del limite inferiore della capacità portante laterale limite  $Q_{u,s}$  viene determinato mediante l'espressione:

$$q_{u,s} = K \cdot \tan \phi \cdot \sigma'_{v0} \leq (q_{u,s})_{\max}$$

dove:

$K$  = coefficiente empirico che può essere assunto pari a 0.6

$$(q_{u,s})_{\max} = 3 \text{ kPa} \cdot N_{\text{SPT}} \quad \text{per } N_{\text{SPT}} \leq 53$$

$$(q_{u,s})_{\max} = 142 \text{ kPa} + 0.32 \text{ kPa} \cdot N_{\text{SPT}} \quad \text{per } N_{\text{SPT}} > 53 \text{ Reese e Wright (1977);}$$

In presenza di falda superficiale, in occasione di un evento sismico si ingenerano degli incrementi di pressioni dell'acqua nei pori, pur in presenza di terreni addensati e molto permeabili. Come è noto, ove sussistano determinate condizioni, tale fenomeno raggiunge livelli molto rilevanti e provoca

conseguenze anche molto severe, descritte, in termini molto generali, come fenomeni legati alla liquefazione dei terreni.

Nel caso in esame, le condizioni del sito sono tali da poter escludere rischi di liquefazione, anche per il fatto che la falda è da attendersi a profondità maggiori di 20 m dal piano campagna: per questo motivo non saranno considerate riduzioni alla capacità portante per tale effetto.

Alla luce dell'approccio agli Stati limite, in accordo con la Normativa Italiana, la capacità portante del palo, in linea generale, sarà calcolata e verificata per le seguenti combinazioni (in accordo con il punto 6.4.3.1 della Norma, successivamente emendata dalla Circolare 2 febbraio 2009, n. 617 - Istruzioni per l'applicazione delle "Nuove norme tecniche per le costruzioni" di cui al D.M. 14 gennaio 2008):

- condizione statica
  - A1-C1: A1+M1+R1
  - A1-C2: A2+M1+R2
  - A2: A1+M1+R3
- condizione sismica
  - A1+M1+R3

con i coefficienti parziali di sicurezza in accordo alle tabelle seguenti.

**Tabella 11-1: coefficienti parziali per le azioni (Tabella 6.2.I di NTC08)**

CARICHI	EFFETTO	Coefficiente Parziale $\gamma$ (o $\gamma_F$ )	EQU	(A1) STR	(A2) GEO
Permanenti	Favorevole	$\gamma_{G1}$	0,9	1,0	1,0
	Sfavorevole		1,1	1,3	1,0
Permanenti non strutturali <sup>(1)</sup>	Favorevole	$\gamma_{G2}$	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3
Variabili	Favorevole	$\gamma_{Q1}$	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3

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

**Tabella 11-2: coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno (Tabella 6.2.II di NTC08)**

PARAMETRO	GRANDEZZA ALLA QUALE APPLICARE IL COEFFICIENTE PARZIALE	COEFFICIENTE PARZIALE $\gamma_M$	(M1)	(M2)
Tangente dell'angolo di resistenza al taglio	$\tan \phi'_k$	$\gamma_\phi$	1,0	1,25
Coestione efficace	$c'_k$	$\gamma_c$	1,0	1,25
Resistenza non drenata	$c_{uk}$	$\gamma_{cu}$	1,0	1,4
Peso dell'unità di volume	$\gamma$	$\gamma_r$	1,0	1,0

**Tabella 11-3: coefficienti parziali sulle resistenze caratteristiche (Tabella 6.4.II di NTC08)**

Resistenza	Simbolo	Pali infissi			Pali trivellati			Pali ad elica continua		
		(R1)	(R2)	(R3)	(R1)	(R2)	(R3)	(R1)	(R2)	(R3)
Base	$\gamma_b$	1,0	1,45	1,15	1,0	1,7	1,35	1,0	1,6	1,3
Laterale in compressione	$\gamma_s$	1,0	1,45	1,15	1,0	1,45	1,15	1,0	1,45	1,15
Totale <sup>(*)</sup>	$\gamma_t$	1,0	1,45	1,15	1,0	1,6	1,30	1,0	1,55	1,25
Laterale in trazione	$\gamma_{st}$	1,0	1,6	1,25	1,0	1,6	1,25	1,0	1,6	1,25

Le resistenze ultime di calcolo  $R_{c,cal}$  sono da intendersi come quantificate in ragione dei risultati ottenuti per ogni verticale.

Le resistenze caratteristiche  $R_{c,k}$  saranno quindi desunte da questi valori, tramite la correlazione:

$$R_{c,k} = \min ((R_{c,cal})_{media} / \xi_3 ; ((R_{c,cal})_{min} / \xi_4)$$

in cui

- $(R_{c,cal})_{media}$  = resistenza media di progetto;
- $(R_{c,cal})_{min}$  = resistenza minima di progetto;
- $\xi_3$  e  $\xi_4$  vengono desunti dalla tabella 6.4.IV di NTC08, di seguito riportata, considerando **4 verticali** indagate ( $\xi_3 = 1.55$ ;  $\xi_4 = 1.42$ );

Numero di verticali indagate	1	2	3	4	5	7	$\geq 10$
$\xi_3$	1,70	1,65	1,60	1,55	1,50	1,45	1,40
$\xi_4$	1,70	1,55	1,48	1,42	1,34	1,28	1,21

**Tabella 11-4: fattori di correlazione (Tabella 6.4.IV di NTC08)**

Infine la resistenza di progetto, è pari a:

$$R_{c,d} = R_{c,k} / \gamma_R$$

Pertanto, la portata di progetto sarà data dalle seguenti espressioni:

$$R_{c,d} = \frac{(R_{c,k})^{base}}{(\gamma_R^{base})} + \frac{(R_{c,k})^{laterale}}{(\gamma_R^{laterale})} - \gamma_G W' \quad \text{a compressione}$$

$$R_{T,d} = \frac{(R_{c,k})^{laterale}}{(\gamma_R^{laterale, trazione})} \quad \text{trazione}$$

in cui  $W'$  = peso del palo (pari al peso sommerso nel caso di calcolo in condizioni non drenate oppure pari al peso totale), il cui contributo alla portata a trazione viene ignorato, per una maggiore cautela. In aggiunta alle verifiche richieste da NTC08, come riportato nel Manuale di Progettazione 2015 (Par. 2.5.1.9.3), dovrà essere verificata la seguente relazione:

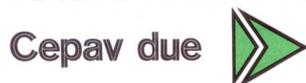
$$R_{c,cal,LAT}/1,25 > N_{ag}$$

Dove  $R_{c,cal,LAT}$  è la resistenza laterale di calcolo e  $N_{ag}$  è il carico agente sul palo determinato per la combinazione caratteristica (rara) impiegata per le verifiche agli stati limiti di esercizio (SLE).

Assumendo che la testa palo sia posta all'incirca a 2.50 m di profondità dal piano campagna attuale, al variare della lunghezza  $L$  del palo (contata a partire dall'intradosso delle fondazioni), si riportano nelle figure seguenti i valori delle resistenze per le varie casistiche.

In ogni caso, si prescrive che la lunghezza dei pali di fondazione sia maggiore o uguale a 10 diametri.

GENERAL CONTRACTOR



ALTA SORVEGLIANZA



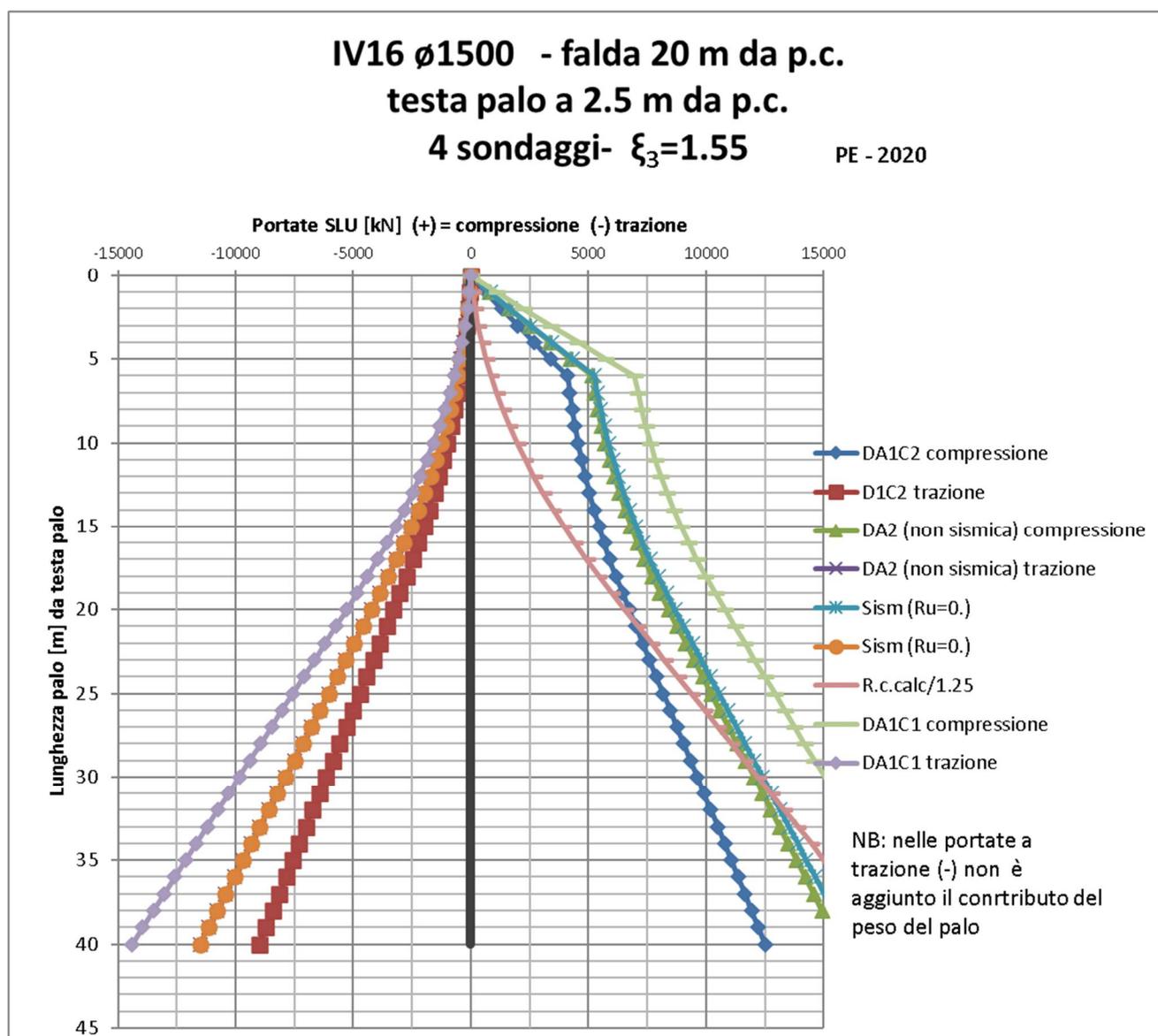
GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE

Doc. N.

Progetto  
INORLotto  
12Codifica Documento  
E E2 RB IV 160 0 001Rev.  
AFoglio  
27 di 79**Tabella 11-5: portate di progetto-palo ø1500 mm t.p. a prof. 2.50 m da p.c.**

m da t.p.	DA1 C1		DA1 C2		DA2 (non sismica)		SISMICA (Ru=0.15)		R.c.calc/1.25
	Compressione	Trazione	Compressione	Trazione	Compressione	Trazione	Compressione	Trazione	
0	2	0	2	0	2	0	2	0	0
1	1110	-63	651	-39	816	-50	830	-50	78
2	2239	-147	1315	-92	1648	-118	1677	-118	182
3	3389	-252	1993	-158	2499	-202	2543	-202	313
4	4561	-379	2687	-237	3368	-303	3427	-303	470
5	5754	-527	3395	-329	4256	-422	4330	-422	654
6	6968	-697	4117	-435	5163	-557	5251	-557	864
7	7101	-887	4207	-555	5271	-710	5375	-710	1100
8	7256	-1099	4310	-687	5398	-879	5517	-879	1363
9	7432	-1333	4429	-833	5544	-1066	5677	-1066	1653
10	7630	-1587	4562	-992	5708	-1270	5856	-1270	1968
11	7849	-1863	4710	-1165	5891	-1491	6054	-1491	2311
12	8089	-2161	4873	-1350	6092	-1729	6270	-1729	2679
13	8350	-2479	5050	-1550	6312	-1984	6505	-1984	3074
14	8633	-2819	5242	-1762	6551	-2256	6758	-2256	3496
15	8937	-3181	5449	-1988	6808	-2545	7030	-2545	3944
16	9262	-3563	5670	-2227	7083	-2851	7320	-2851	4419
17	9609	-3967	5907	-2480	7377	-3174	7629	-3174	4919
18	9986	-4392	6164	-2745	7699	-3514	7963	-3514	5446
19	10390	-4831	6442	-3019	8047	-3865	8320	-3865	5990
20	10810	-5282	6729	-3301	8406	-4226	8687	-4226	6550
21	11230	-5738	7018	-3586	8769	-4591	9059	-4591	7115
22	11650	-6194	7308	-3871	9132	-4955	9431	-4955	7680
23	12080	-6650	7598	-4156	9495	-5320	9803	-5320	8246
24	12500	-7106	7888	-4441	9859	-5685	10170	-5685	8812
25	12920	-7563	8178	-4727	10220	-6050	10550	-6050	9378
26	13350	-8018	8467	-5012	10580	-6415	10920	-6415	9943
27	13770	-8474	8757	-5296	10950	-6779	11290	-6779	10510
28	14190	-8930	9047	-5582	11310	-7144	11660	-7144	11070
29	14610	-9386	9336	-5867	11670	-7509	12030	-7509	11640
30	15040	-9842	9626	-6152	12040	-7874	12410	-7874	12200
31	15460	-10300	9916	-6437	12400	-8239	12780	-8239	12770
32	15880	-10750	10200	-6719	12760	-8601	13150	-8601	13330
33	16300	-11210	10500	-7007	13130	-8969	13520	-8969	13900
34	16730	-11670	10790	-7292	13490	-9333	13890	-9333	14470
35	17150	-12120	11080	-7577	13850	-9698	14260	-9698	15030
36	17570	-12580	11360	-7862	14220	-10060	14640	-10060	15600
37	17990	-13030	11650	-8147	14580	-10430	15010	-10430	16160
38	18420	-13490	11940	-8432	14940	-10790	15380	-10790	16730

m da t.p.	DA1 C1		DA1 C2		DA2 (non sismica)		SISMICA (Ru=0.15)		R.c.calc/1.25
	Compressione	Trazione	Compressione	Trazione	Compressione	Trazione	Compressione	Trazione	
39	18840	-13950	12230	-8717	15310	-11160	15750	-11160	17290
40	19260	-14400	12520	-9002	15670	-11520	16120	-11520	17860



**Figura 11-2: portate palo  $\phi$ 1500 mm – SLU – falda a 20 m da p.c. – testa palo a -2.50 da p.c.**

GENERAL CONTRACTOR



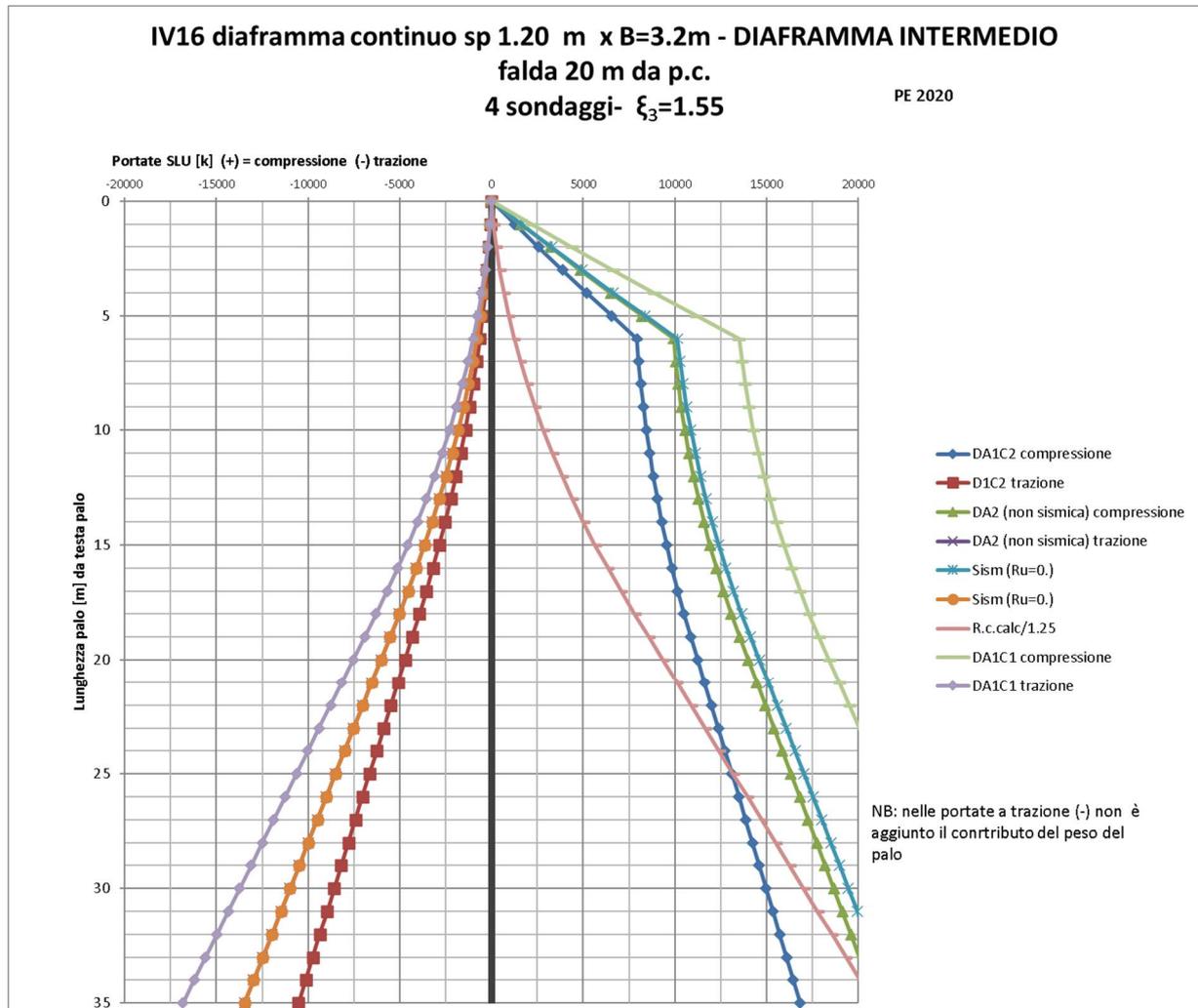
ALTA SORVEGLIANZA



Doc. N.

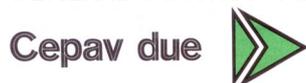
Progetto  
INORLotto  
12Codifica Documento  
E E2 RB IV 160 0 001Rev.  
AFoglio  
29 di 79**Tabella 11-6: portate di progetto-diaframma 3200x1200 intermedio-**

m da t.p.	DA1 C1		DA1 C2		DA2 (non sismica)		SISMICA (Ru=0.15)		R.c.calc/1.25
	Compressione	Trazione	Compressione	Trazione	Compressione	Trazione	Compressione	Trazione	
0	5	0	4	0	5	0	4	0	0
1	2177	-90	1272	-56	1593	-72	1624	-72	112
2	4380	-211	2561	-132	3208	-169	3272	-169	261
3	6613	-362	3871	-226	4850	-290	4945	-290	449
4	8877	-544	5202	-340	6518	-435	6646	-435	674
5	11170	-756	6554	-473	8213	-605	8372	-605	938
6	13500	-999	7927	-624	9934	-799	10130	-799	1239
7	13650	-1273	8024	-795	10050	-1018	10270	-1018	1578
8	13820	-1577	8141	-985	10190	-1261	10440	-1261	1955
9	14040	-1911	8280	-1195	10350	-1529	10640	-1529	2370
10	14280	-2277	8440	-1423	10550	-1821	10870	-1821	2823
11	14550	-2672	8620	-1670	10770	-2138	11120	-2138	3314
12	14850	-3099	8822	-1937	11010	-2479	11400	-2479	3842
13	15180	-3556	9045	-2222	11290	-2844	11700	-2844	4409
14	15540	-4043	9289	-2527	11590	-3234	12040	-3234	5013
15	15940	-4561	9554	-2851	11910	-3649	12390	-3649	5656
16	16360	-5110	9841	-3194	12260	-4088	12780	-4088	6336
17	16820	-5689	10150	-3556	12640	-4551	13190	-4551	7054
18	17320	-6298	10490	-3936	13070	-5038	13640	-5038	7809
<b>19</b>	<b>17870</b>	<b>-6917</b>	<b>10860</b>	<b>-4323</b>	<b>13540</b>	<b>-5534</b>	<b>14130</b>	<b>-5534</b>	<b>8577</b>
20	18420	-7536	11240	-4710	14000	-6029	14610	-6029	9345
21	18960	-8156	11610	-5098	14470	-6525	15100	-6525	10110
22	19510	-8775	11980	-5484	14930	-7020	15580	-7020	10880
23	20060	-9394	12360	-5872	15400	-7516	16070	-7516	11650
24	20600	-10010	12730	-6259	15860	-8011	16550	-8011	12420
25	21150	-10630	13100	-6646	16330	-8506	17040	-8506	13180
26	21700	-11250	13480	-7033	16800	-9002	17520	-9002	13950
27	22240	-11870	13850	-7420	17260	-9498	18010	-9498	14720
28	22790	-12490	14220	-7807	17730	-9993	18490	-9993	15490
29	23340	-13110	14600	-8194	18190	-10490	18980	-10490	16260
30	23880	-13730	14970	-8581	18660	-10980	19460	-10980	17030
31	24430	-14350	15340	-8968	19130	-11480	19950	-11480	17790
32	24980	-14970	15720	-9355	19590	-11970	20430	-11970	18560
33	25520	-15590	16090	-9743	20060	-12470	20920	-12470	19330
34	26070	-16210	16460	-10130	20520	-12970	21400	-12970	20100
35	26620	-16830	16840	-10520	20990	-13460	21880	-13460	20870



**Figura 11-3: portate diaframma 3200x1200 intermedio – SLU – falda a 20 m da p.c.**

GENERAL CONTRACTOR



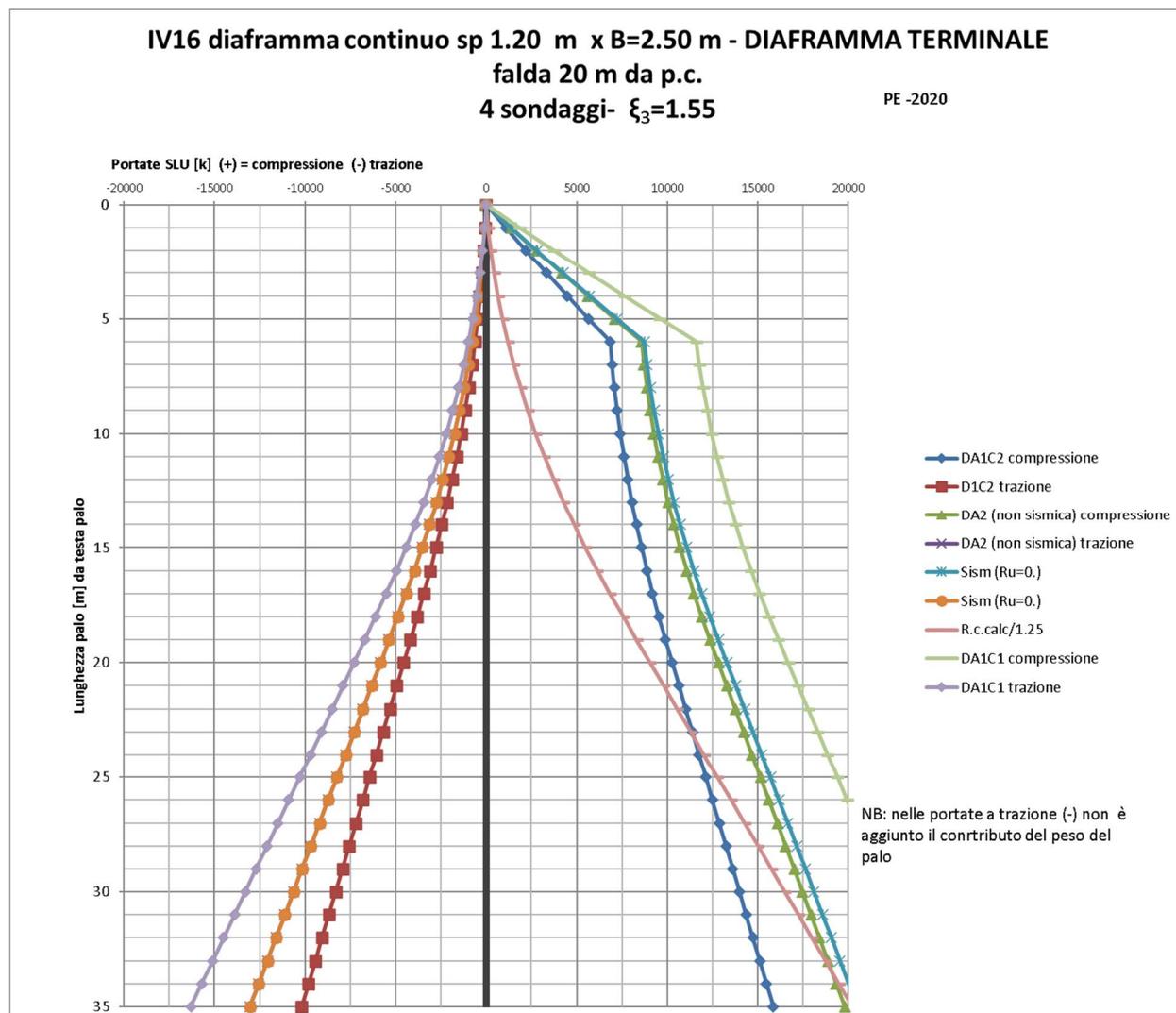
ALTA SORVEGLIANZA



Doc. N.

Progetto  
INORLotto  
12Codifica Documento  
E E2 RB IV 160 0 001Rev.  
AFoglio  
31 di 79**Tabella 11-7: portate di progetto-diaframma 2500x1200 terminale**

m da t.p.	DA1 C1		DA1 C2		DA2 (non sismica)		SISMICA (Ru=0.15)		R.c.calc/1.25
	Compressione	Trazione	Compressione	Trazione	Compressione	Trazione	Compressione	Trazione	
0	4	0	3	0	4	0	3	0	0
1	1865	-87	1092	-55	1369	-70	1393	-70	108
2	3756	-204	2201	-128	2759	-163	2808	-163	253
3	5676	-351	3331	-219	4175	-281	4250	-281	435
4	7626	-527	4481	-329	5617	-421	5717	-421	653
5	9605	-733	5651	-458	7085	-586	7209	-586	908
6	11610	-968	6842	-605	8578	-774	8728	-774	1200
7	11780	-1233	6953	-771	8711	-986	8886	-986	1529
8	11980	-1527	7084	-955	8870	-1222	9071	-1222	1894
9	12210	-1852	7235	-1157	9055	-1481	9280	-1481	2296
10	12460	-2205	7407	-1378	9265	-1764	9516	-1764	2735
11	12750	-2589	7600	-1618	9501	-2071	9778	-2071	3210
12	13070	-3002	7813	-1876	9763	-2401	10060	-2401	3722
13	13410	-3444	8046	-2153	10050	-2756	10380	-2756	4271
14	13790	-3917	8300	-2448	10360	-3133	10720	-3133	4857
15	14190	-4419	8574	-2762	10700	-3535	11080	-3535	5479
16	14620	-4950	8868	-3094	11070	-3960	11470	-3960	6138
17	15090	-5511	9183	-3444	11460	-4409	11890	-4409	6834
18	15600	-6101	9530	-3813	11890	-4881	12340	-4881	7565
19	16140	-6701	9902	-4188	12360	-5361	12820	-5361	8309
20	16680	-7301	10270	-4563	12820	-5841	13300	-5841	9053
21	17230	-7901	10650	-4938	13290	-6321	13780	-6321	9798
22	17770	-8501	11020	-5313	13750	-6801	14260	-6801	10540
23	18310	-9101	11390	-5688	14220	-7281	14740	-7281	11290
24	18860	-9701	11760	-6063	14680	-7761	15220	-7761	12030
25	19400	-10300	12130	-6438	15150	-8241	15700	-8241	12770
26	19940	-10900	12500	-6813	15610	-8721	16180	-8721	13520
27	20490	-11500	12880	-7188	16080	-9201	16660	-9201	14260
28	21030	-12100	13250	-7563	16540	-9681	17140	-9681	15010
29	21570	-12700	13620	-7938	17010	-10160	17620	-10160	15750
30	22120	-13300	13990	-8313	17470	-10640	18100	-10640	16490
31	22660	-13900	14360	-8688	17940	-11120	18580	-11120	17240
32	23200	-14500	14740	-9063	18400	-11600	19060	-11600	17980
33	23750	-15100	15110	-9438	18870	-12080	19540	-12080	18730
34	24290	-15700	15480	-9813	19330	-12560	20020	-12560	19470
35	24830	-16300	15850	-10190	19800	-13040	20500	-13040	20210



**Figura 11-4: portate diaframma 2500x1200 terminale – SLU – falda a 20 m da p.c.**

**11.2. MATRICI DI RIGIDEZZA DELLE PALIFICATE**

Le rigidezze delle varie palificate, eventualmente da introdurre nel calcolo della sovra-struttura, sono valutate con il citato codice PIGLET, introducendo i seguenti parametri.

componente verticale	$G = (50 + 1.5 \cdot z)$ [MPa]
componenti orizzontali	$G = (25 + 1.00 \cdot z)$ [MPa] con z [m] profondità da testa palo
con z [m] profondità da testa palo	
coeff. Poisson $\nu=0.25$	

Si precisa che i moduli elastici secanti ai fini della modellazione del comportamento laterale sono opportunamente ridotti per tenere conto della formazione di deformazioni plastiche nella parte sommitale dei pali anche per livelli di carico distanti da condizioni limite. Tale assunzione è in accordo con la comune pratica progettuale e con le raccomandazioni fornite dagli stessi Autori del software utilizzato.

Seguono i valori per le tipologie previste.

Doc. N.

Progetto  
INOR

Lotto  
12

Codifica Documento  
E E2 RB IV 160 0 001

Rev.  
A

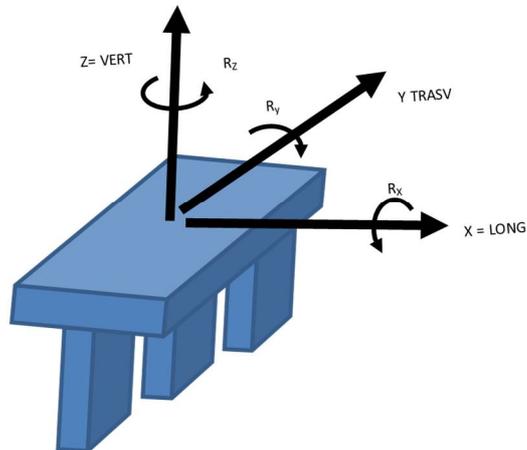
Foglio  
34 di 79

**SETTO CON TRE DIAFRAMMI L=21m**

MATRICE RIGIDEZZA PALIFICATA

NOTAZIONE DESTROSA kN , m

	X	Y	Z	Rx	Ry	Rz
LONG	X	9.0010E+05	0	0	-1.9763E+06	0
TRASV	Y	0	8.5598E+05	2.4357E+06	0	0
VERT	Z	0	0	3.3687E+06	0	0
TRASV	Rx	0	2.4357E+06	0	9.5230E+07	0
LONG	Ry	-1.9763E+06	0	0	0	1.1933E+07
TORS	Rz	0	0	0	0	1.9760E+07

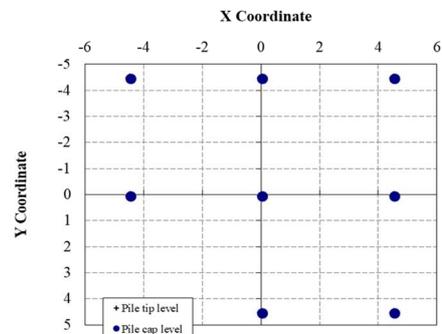


**SPALLA A 9 pali ø1500 L=18 m**

MATRICE RIGIDEZZA PALIFICATA

NOTAZIONE DESTROSA kN , m

	X	Y	Z	Rx	Ry	Rz
LONG	X	1.2818E+06	0	0	-2.8776E+06	0
TRASV	Y	0	1.2818E+06	2.8776E+06	0	0
VERT	Z	0	0	4.3153E+06	0	0
TRASV	Rx	0	2.8776E+06	0	2.1989E+08	0
LONG	Ry	-2.8776E+06	0	0	0	2.1989E+08
TORS	Rz	0	0	0	0	8.7869E+07

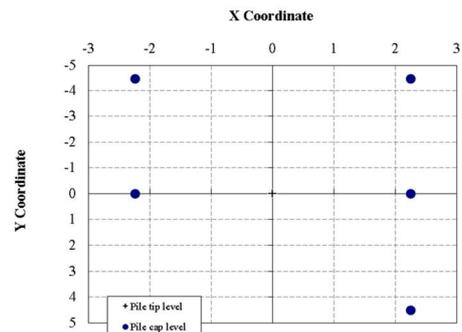


**SPALLA B 6 pali ø1500 L=18 m**

MATRICE RIGIDEZZA PALIFICATA

NOTAZIONE DESTROSA kN , m

	X	Y	Z	Rx	Ry	Rz
LONG	X	1.0951E+06	0	0	-2.3563E+06	0
TRASV	Y	0	1.0228E+06	2.2454E+06	0	0
VERT	Z	0	0	3.7496E+06	0	0
TRASV	Rx	0	2.2454E+06	0	1.5991E+08	0
LONG	Ry	-2.3563E+06	0	0	0	8.3042E+07
TORS	Rz	0	0	0	0	4.8804E+07



### 11.3. CAPACITA' PORTANTE ORIZZONTALE

#### 11.3.1. PALIFICATE

Per quanto concerne il calcolo della capacità portante laterale della generica palificata, si potrà operare come segue: assumendo che il plinto di fondazione offra un vincolo in grado di annullare, sostanzialmente la rotazione a testa palo del palo singolo, il carico limite  $H_{u,p}$  del palo singolo è calcolabile tramite la seguente equazione (Broms (1964))

$$H_{u,p} = K_p \gamma d^3 \cdot [3.676 M_p / (K_p \gamma d^4)]^{2/3}$$

Con

$K_p$  = coefficiente di spinta passiva

$\gamma$  = peso specifico del terreno (=  $\gamma'$  se in falda)

$d$  = diametro del palo

Affinché tale espressione sia valida, la resistenza plastica  $M_p$  dovrà essere garantita per un tratto di palo di lunghezza pari ad almeno

$$L_p = (3 \cdot M_p) / H_{u,p} + 3d$$

Per i pali frontali, ossia per quei pali di una palificata esterni e posti non in ombra ad eventuali altri pali coinvolti da azioni frontali, è possibile tenere conto di un ulteriore contributo alla resistenza laterale, offerto dalla presenza di un sovraccarico  $q'$  pensato agente alla quota testa palo. Per far questo, si potrà operare come segue, in sostanziale accordo con le indicazioni di Cecconi et al (2006):

Si determinerà la lunghezza  $x$  come radice della seguente espressione

$$3 \cdot K_p d (q' x^2/2 + \gamma x^3/3) - 2 M_p = 0$$

La soluzione  $x$  può essere ottenuta per tentativi, partendo da un valore iniziale

$$x_0 = (2 M_p / \gamma \cdot K_p d)^{1/3}$$

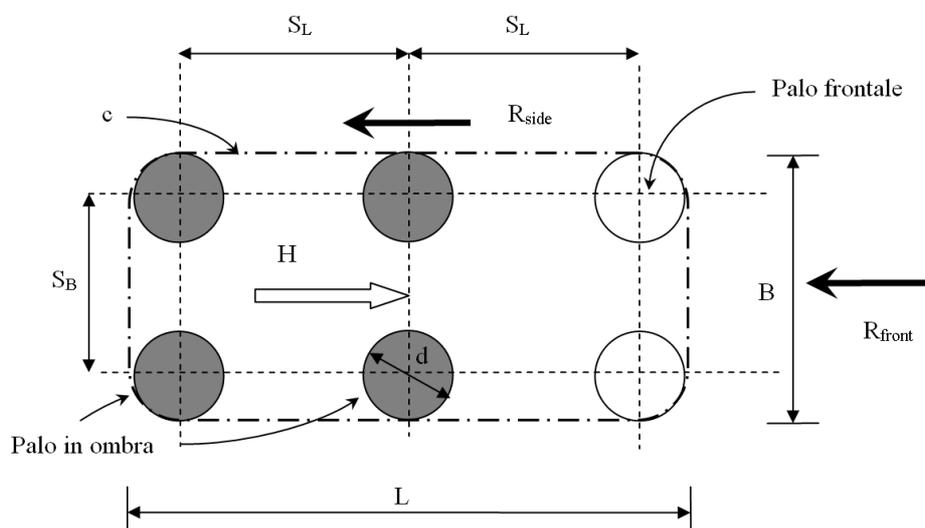
Da cui

$$H_{u,p} = 3 \cdot K_p d (q' x + \gamma x^2/2)$$

Anche in questo caso, si dovrà garantire la resistenza flessionale  $M_p$  per una lunghezza

$$L_p = x + 3dr$$

La resistenza complessiva della palificata composta da  $n$  pali aventi la medesima resistenza flessionale, potrà essere stimata con la seguente procedura, applicabile nel caso in cui si assuma una condizione di rotazione impedita a testa palo ed una sufficiente lunghezza dei pali di fondazione. Si consideri la palificata nel suo complesso:



**Figura 11-5: definizione parametri geometrici palificata**

Con riferimento alla Figura 11-5, sia:

$n_B$  = numero di pali in una schiera ortogonale alla direzione del carico (es.  $n_B=2$  in figura)

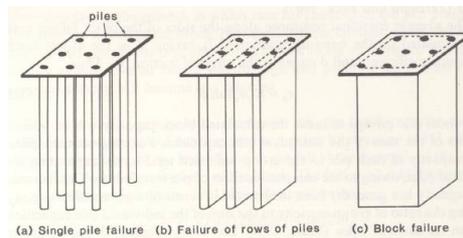
$n_L$  = numero di pali in una schiera parallela alla direzione del carico (es.  $n_L=3$  in figura)

$$n_{\text{pali}} = n_B \times n_L$$

$S_B$  = interasse pali in direzione ortogonale al carico ( $\geq 3d$ )

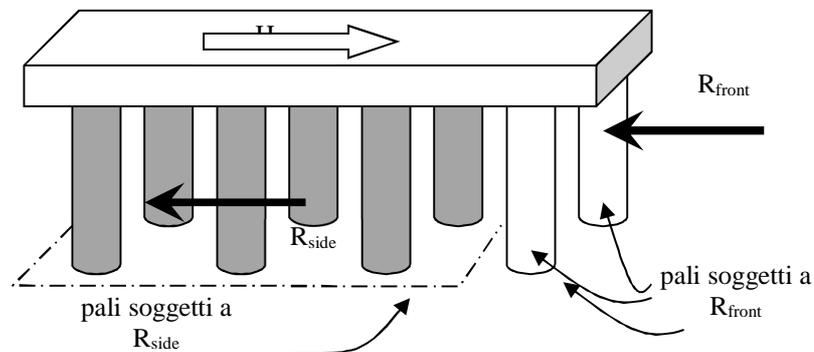
$S_L$  = interasse pali in direzione parallela al carico ( $\geq 3d$ )

Si può ammettere l'esistenza di un meccanismo di rottura che coinvolga il terreno racchiuso nel contorno  $c$ , rappresentato con linea tratto-punto nella Figura 11-5. Tale meccanismo corrisponde al meccanismo (c) indicato nella Figura 11-6: si osservi che Fleming et al (1992), da cui la figura è tratta, individuano come più verosimile il meccanismo (b), a cui corrisponde tuttavia una maggiore dissipazione di energia plastica. Considerare il meccanismo (c) è pertanto più conservativo.



**Figura 11-6: meccanismi di rottura di una palificata (da Fleming et al (1992))**

Sul fronte, di larghezza  $B$ , si ipotizza lo sviluppo di una resistenza passiva  $R_{front}$  mentre sulle fiancate, di lunghezza  $L$ , la presenza di una resistenza attritiva  $R_{side}$ .



**Figura 11-7: schema ipotizzato**

Si porrà

$$B \cong \min (3 \cdot d \cdot n_B, d + (n_B - 1) \cdot S_B)$$

$$L \cong (n_L - 1) \cdot S_L$$

Ipotizziamo che gli  $n_B$  pali frontali (non riempiti, in figura) siano sostanzialmente sollecitati dalla sola reazione  $R_{front}$  mentre il complesso di tutti i pali rimanenti ( $n_B \times (n_L - 1)$ ) (scuri, in figura) risenta della somma delle due  $R_{side}$ .

Consideriamo dapprima i pali frontali: ad una generica profondità  $x$  da testa palo, la reazione passiva può essere espressa da (in analogia con Cecconi et al (2006)):

$$R_{front}(x) = K_P \cdot B \cdot (q' \cdot x + \frac{1}{2} \gamma' x^2)$$

In analogia con lo schema di Broms (1964) relativo al palo singolo lungo con rotazione sommitale impedita, imponiamo che alla profondità  $x_1$  in cui la resistenza flessionale dei pali frontali ha raggiunto il valore limite  $M_p$ , esattamente come a testa palo, il taglio sia nullo: si ottiene la seguente espressione che permette di calcolare  $x_1$ :

$$2 \cdot n_B \cdot M_p - K_P \cdot B \cdot (q' \cdot x_1^2 / 2 + \gamma' \cdot x_1^3 / 3) = 0$$

Il contributo alla resistenza offerto dai pali frontali sarà quindi pari a  $R_{front}(x_1)$

Consideriamo ora i pali in ombra: alla generica profondità  $x$  da testa palo, la somma delle reazioni ai lati può essere approssimata dalla segue espressione

$$R_{sides}(x) = 2 K_{LAT} \cdot \tan(\phi') \cdot L \cdot (q' \cdot x + \frac{1}{2} \gamma' x^2)$$

Dove  $K_{LAT}$  è un coefficiente che verrà discusso più avanti.

Come prima, imponiamo che alla profondità  $x_2$  in cui la resistenza flessionale di tutti i pali in ombra raggiunga il valore limite  $M_p$ , esattamente come a testa palo, il taglio sia nullo: cioè

$$2 [n_B \times (n_L - 1)] \cdot M_p - 2 K_{LAT} \cdot \tan(\phi') \cdot L \cdot (q' \cdot x_2^2 / 2 + \gamma' \cdot x_2^3 / 3) = 0$$

avendo assunto che il numero dei pali in ombra sia  $n_B \times (n_L - 1)$ .

Il contributo alla resistenza offerto dai pali frontali sarà quindi pari a  $R_{sides}(x_2)$ . La resistenza complessiva della palificata sarà data da

$$H_{u,palificata} = R_{front}(x_1) + R_{sides}(x_2)$$

Occorre inoltre assicurare di poter contare sulla resistenza flessionale  $M_p$  per una lunghezza

$$L_p = \max(x_1, x_2) + 3d$$

Per valori usuali dei parametri geotecnici, il contributo del sovraccarico  $q'$  alla portata complessiva può essere stimato dalla seguente espressione

$$H_{u,palificata}(q') \cong H_{u,palificata}(q'=0) \times [1 + q'/100 - (q' / 250)^2] \quad \text{con } q' \text{ in kPa}$$

Questa formula può essere utile perché, ponendo  $q' = 0$ ,  $x_1$  e  $x_2$  possono essere calcolati senza ricorrere a soluzioni iterative di equazioni lineari di 3° grado.

Le formule sopra esposte possono essere generalizzate al caso in cui la disposizione dei pali non preveda una maglia rettangolare uniforme: nella valutazione di  $x_1$  e  $x_2$ , occorrerà semplicemente tenere conto rispettivamente del numero di pali frontali e del numero di pali in ombra.

Per la valutazione di  $K_{LAT}$  necessario alla procedura proposta, alla luce delle attuali conoscenze e degli studi pubblicati in letteratura, occorre premettere quanto segue.

In primo luogo, la maggior parte degli studi su base sperimentale o numerica prende in esame palificate assoggettate a carichi piuttosto lontani da condizioni di collasso della palificata stessa, anche perché l'obiettivo prevalente di tali studi consiste nel valutare il cosiddetto coefficiente di efficienza della palificata, espresso come il rapporto tra il carico della palificata sollecitata in gruppo e la somma dei carichi dei singoli pali, sollecitati indipendentemente, a parità di spostamento. Tale valutazione è in genere condotta con riferimento a deformazioni piuttosto lontane da condizioni di collasso.

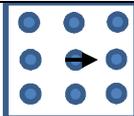
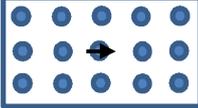
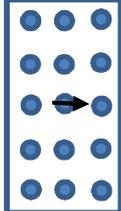
Inoltre, raramente è riscontrabile in letteratura uno studio che annoveri, fra i parametri analizzati, la resistenza strutturale del palo stesso. Allo stesso modo, le condizioni di vincolo a testa palo, specie negli studi numerici, sono più frequentemente assimilabili a condizioni di palo libero di ruotare.

L'utilizzo di tali risultati appare quindi non del tutto soddisfacente per una valutazione come quella in oggetto, nella quale occorre da un lato porsi il più possibile in prossimità del collasso complessivo del sistema e dall'altro lato mettere in conto condizioni di vincolo assimilabili a rotazione impedita a testa palo.

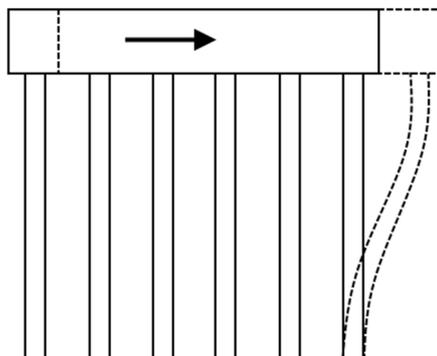
Per contribuire a chiarire tale aspetto e, in definitiva, a formulare una proposta motivata in merito al coefficiente  $K_{LAT}$  da utilizzare nella formulazione qui esposta, gli scriventi hanno svolto il seguente studio (descritto anche in Becci et al. (2019)).

Si è preso in esame un terreno granulare omogeneo caratterizzato da un comportamento alla Mohr Coulomb, privo di coesione ed avente angolo di attrito  $\phi$ . In esso sono inseriti pali di fondazione a cui è attribuito un comportamento elasto-plastico, tale da riprodurre un momento plastico voluto. Tra palo e terreno è inserita un'interfaccia attritiva contraddistinta da un angolo d'attrito  $\delta$ .

Ai fini di uno studio parametrico, si considerano dei pali  $\phi 1000$ , lunghi 20 m, posti ad interasse di 3 diametri e disposti secondo diversi pattern. I pattern esaminati sono sintetizzati nella seguente tabella.

pattern	n. pali	
singolo	1	
2x2	4	
3x3	9	
5x3	15	
3x5	15	

Le teste palo, emergenti dal terreno sono unite tramite un vincolo cinematico che impone ad esse il medesimo spostamento orizzontale e una rotazione nulla (Figura 11-8)



**Figura 11-8: schema di carico e vincolo**

Applicando progressivamente uno spostamento laterale a testa palificata, è possibile determinare la reazione complessiva su tale vincolo, corrispondente alla resistenza offerta dalla palificata ad un livello di spostamento impresso. Applicando uno spostamento sufficientemente ampio è possibile raggiungere la capacità portante del complesso, ossia quel valore di reazione che si mantiene costante all'aumentare della deformazione.

Per mezzo del codice di simulazione numerica Flac3d (Itasca) sono stati analizzati diversi pattern, con diversi valori dell'angolo d'attrito, di  $\delta$  e del momento plastico; fra le configurazioni studiate è stato incluso anche il caso del palo singolo, necessario per un confronto con la formulazione di Broms.

Una volta raccolti i dati relativi alle diverse simulazioni, si utilizza la formulazione qui esposta, introducendo nel calcolo dei parametri atti a riprodurre i risultati numerici. Mentre il parametro momento resistente  $M_y$  che esprime la resistenza flessionale della sezione di palo è considerato un parametro noto a priori, oggetto della identificazione per confronto sono, sostanzialmente il coefficiente di spinta passiva  $K_P$  e il coefficiente  $K_{LAT}$ .

Dall'esame dei risultati emerge quanto segue:

1. La modellazione numerica relativa al palo singolo riproduce con ottima approssimazione la resistenza ultima prevista dalla formulazione di Broms. Aumentando l'angolo  $\delta$  si osserva un aumento della resistenza, aumento che può essere riprodotta con la formulazione proposta da Broms semplicemente introducendo un coefficiente di spinta passiva incrementato e ricavato dalla formulazione di Lancellotta (2007).

2. All'aumentare dell'angolo d'attrito, di  $\delta$  e del momento plastico, si osserva un aumento della capacità portante della palificata, con una legge molto ben riproducibile per mezzo della semplice formulazione qui esposta, purché si consideri un coefficiente di spinta passiva  $K_p$  funzione anche dell'angolo  $\delta$  (come per il caso del palo singolo) e si assegni a  $K_{LAT}$  un valore pari a  $K_p$ .
3. Per palificate composte da 4 o 9 pali, la formulazione semplificata sovrastima leggermente i valori previsti da FLAC 3d; viceversa fornisce una stima per difetto nel caso di palificate con un numero crescente di pali, quindi al crescere del carico complessivo.
4. L'atto di moto che si evidenzia in prossimità del carico ultimo della palificata mette in evidenza la formazione di cerniere plastiche nella zona sommitale per tutti i pali e ad una profondità assai simile a quella prevista dal metodo (Figura 11-9).
5. Nei pali retrostanti la cerniera plastica si forma ad una profondità maggiore rispetto a quella dei pali frontali (come indicato anche dal metodo qui proposto).

Nella seguente Figura 11-9 si riporta la configurazione deformata relativa ad una delle configurazioni analizzate (palificata composta da 5 righe di 3 pali, di cui è stata modellata la metà sfruttando l'asse di simmetria), da cui si possono apprezzare le osservazioni sopra esposte.

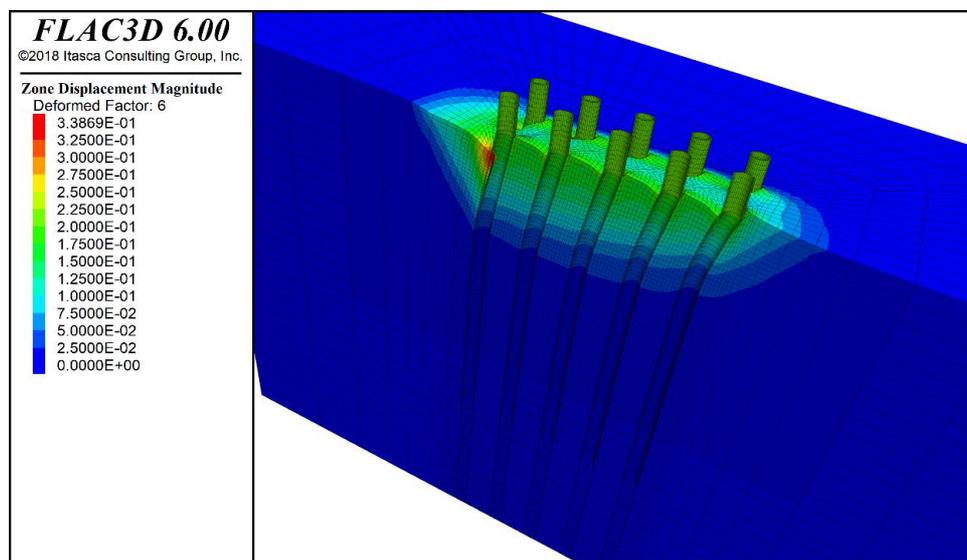


Figura 11-9: modello FLAC 3D palificata

Nella tabella seguente sono riassunti i risultati delle varie analisi, con i valori del carico ultimo  $H_{ult}$  in kN. Sotto al singolo valore di carico si riporta il fattore di efficienza, calcolato come

$$\eta_G = \frac{H_{ult, gruppo}}{n_{pali} \cdot H_{ult, palo\ singolo}}$$

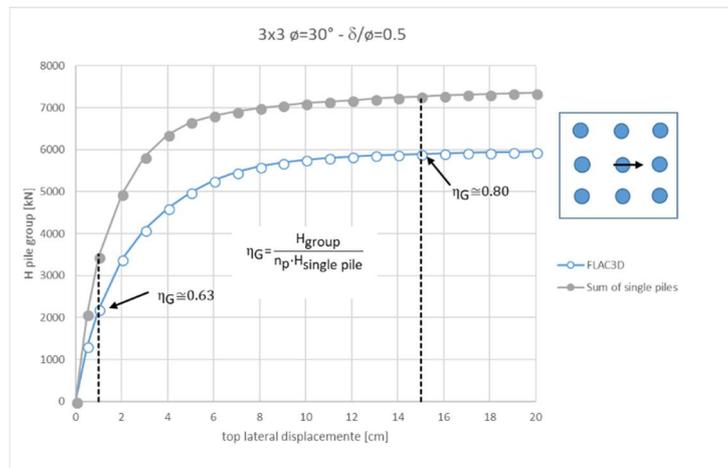
Il valore in tabella è calcolato in corrispondenza del tratto piatto della curva di risposta (di cui un esempio è riportato in Figura 11-10), quindi in corrispondenza del raggiungimento del carico limite.

FLAC 3D								FORMULAZIONE PROPOSTA									
$\theta=30^\circ$								$\theta=30^\circ$									
$\delta/\sigma \rightarrow$		0		0.5		1		$\delta/\sigma \rightarrow$		0		0.5		1			
pattern	n. pali	My	1050	2100	1050	2100	1050	2100	pattern	n. pali	My	1050	2100	1050	2100		
singolo	1	$H_{ult}$	1430.00	1004.00	1634.00	1092.99	1808.00		singolo	1	$H_{ult}$	930	1476.00	1047.00	1662.00	1104.00	1753.00
		$\eta_G$		1.00	1.00	1.00	1.00	1.00			$\eta_G$		1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
2x2	4	$H_{ult}$	0.00	3641.40	5807.73	4042.00	6327.48		2x2	4	$H_{ult}$		3947.00	6266.00	4173.00	6624.00	
		$\eta_G$		0.00	0.91	0.89	0.92	0.87			$\eta_G$		0.00	0.94	0.94	0.94	0.94
3x3	9	$H_{ult}$	10304.00	7476.00	11908.00	8184.00	13092.00		3x3	9	$H_{ult}$		7811.00	12399.00	8258.00	13109.00	
		$\eta_G$		0.80	0.83	0.81	0.83	0.80			$\eta_G$		0.00	0.83	0.83	0.83	0.83
5x3	15	$H_{ult}$	0.00	11591.84	18206.00	12667.62	19917.32		5x3	15	$H_{ult}$		11289.00	17920.00	11933.00	18943.00	
		$\eta_G$		0.00	0.77	0.74	0.77	0.73			$\eta_G$		0.00	0.72	0.72	0.72	0.72
3x5	15	$H_{ult}$	0.00	12342.20	19840.41	13517.50	21758.31		3x5	15	$H_{ult}$		10798.00	17140.00	11459.00	18190.00	
		$\eta_G$		0.00	0.82	0.81	0.82	0.80			$\eta_G$		0.00	0.69	0.69	0.69	0.69

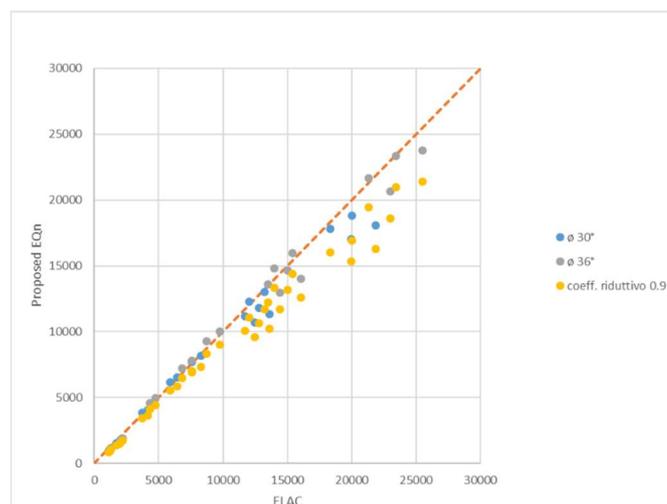
$\theta=36^\circ$								$\theta=36^\circ$									
$\delta/\sigma \rightarrow$		0		0.5		1		$\delta/\sigma \rightarrow$		0		0.5		1			
pattern	n. pali	My	1050	2100	1050	2100	1050	2100	pattern	n. pali	My	1050	2100	1050	2100		
singolo	1	$H_{ult}$	0.00	1152.86	1936.99	1201.95	2101.39		singolo	1	$H_{ult}$	1011	1604.00	1190.00	1889.00	1281.00	2033.00
		$\eta_G$		0.00	1.00	1.00	1.00	1.00			$\eta_G$		1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
2x2	4	$H_{ult}$	0.00	4227.08	6739.48	4672.53	7490.12		2x2	4	$H_{ult}$		4701.00	7343.00	5068.00	7917.00	
		$\eta_G$		0.00	0.92	0.87	0.97	0.89			$\eta_G$		0.00	0.99	0.97	0.99	0.97
3x3	9	$H_{ult}$	0.00	8640.56	13854.12	9619.11	15272.77		3x3	9	$H_{ult}$		9400.00	14921.00	10135.00	16088.00	
		$\eta_G$		0.00	0.83	0.79	0.89	0.81			$\eta_G$		0.00	0.88	0.88	0.88	0.88
5x3	15	$H_{ult}$	0.00	13412.75	21177.82	14910.40	23299.46		5x3	15	$H_{ult}$		13699.00	21746.00	14769.00	23444.00	
		$\eta_G$		0.00	0.78	0.73	0.83	0.74			$\eta_G$		0.00	0.77	0.77	0.77	0.77
3x5	15	$H_{ult}$	0.00	14297.79	22908.17	15935.95	25372.24		3x5	15	$H_{ult}$		13097.00	20790.00	14148.00	23891.00	
		$\eta_G$		0.00	0.83	0.79	0.88	0.80			$\eta_G$		0.00	0.73	0.73	0.74	0.78

Dall'osservazione curva di risposta (Figura 11-10), per tutte le casistiche analizzate, è possibile anche notare che il fattore  $\eta_G$  cresce all'aumentare della deformazione della palificata. Tale osservazione è generale, per i casi analizzati. Inoltre, i valori di  $\eta_G$  a piccole deformazioni sono in linea con i valori classicamente utilizzati per il comportamento delle palificate soggette a carichi ordinari.



**Figura 11-10: tipica curva di risposta della palificata**

La figura che segue permette di apprezzare meglio le conclusioni: i punti che ricadono al di sotto della bisettrice del primo quadrante sono relativi a valori per i quali la formulazione è più conservativa del calcolo FLAC. Se poi introduciamo un coefficiente correttivo pari a 0.90 ai valori della formula, otteniamo sempre punti in sicurezza.



**Figura 11-11: confronto risultati FLAC 3D - formulazione semplificata**

Con questo metodo, per geometrie usuali, si ottengono quindi portate paragonabili a quelle stimate semplicemente come la somma delle resistenze dei singoli pali moltiplicata per un fattore di efficienza a collasso che non è mai inferiore a 0.69. Considerando un fattore cautelativo pari a 0.9, il coefficiente  $\eta_G$  in corrispondenza del carico ultimo può anche essere valutato tramite la seguente espressione:

$$\eta_{G,ult} = 0.9 \cdot (n_B)^{\alpha_B} \cdot (n_L)^{\alpha_L} \quad \text{con } \alpha_B = -0.025 \quad \text{e } \alpha_L = -0.15$$

Dunque, ai fini operativi, si potrà calcolare la portata del palo singolo con la formula di Broms e poi stimare forfettariamente la portata di gruppo considerando un coefficiente di efficienza  $\eta_{G,ult}$  sopra indicato. Viceversa, si potrà utilizzare la formulazione presentata, facilmente programmabile in un foglio elettronico, introducendo un valore di  $K_{LAT}$  pari ad una frazione di  $K_p$  tale da ottenere un fattore di efficienza non inferiore a  $\eta_{G,ult}$ . Questa seconda modalità ha il pregio di permettere la stima della profondità di formazione della cerniera plastica nei pali retrostanti e quindi stabilire razionalmente l'estensione dell'armatura necessaria a garantire le ipotesi di calcolo.

Infine, si potrà mettere in conto sia la resistenza passiva offerta dal rinterro attorno al plinto di fondazione, sia la resistenza per attrito che si sviluppa lungo le fiancate del plinto ortogonali alla direzione del carico, assicurandosi tuttavia che esso sia realizzata con terreno compattato e presente in modo permanente nell'arco della vita attesa dell'opera

La capacità portate di progetto della palificata nei rispetti dello stato limite GEO sarà ottenuta dividendo il valore di  $H_{u,palificata}$  associata ai parametri geotecnici caratteristici, per un coefficiente  $\xi_3$  (o  $\xi_4$ ) in funzione del numero di prove disponibili e per un coefficiente  $\gamma_R$  in accordo con la seguente tabella:

	$\gamma_R$
(A2)+M1+R2	1.6
(A1)+M1+R3 oppure (A2)+M1+R3 sismica	1.3

Quanto alle modalità secondo cui introdurre i coefficienti  $\xi_3$  (o  $\xi_4$ ) legati al numero delle prove disponibili, è opportuno osservare quanto segue.

Tali coefficienti, introdotti delle NTC2008 in analogia con quanto previsto per i pali caricato assialmente, non trovano in realtà riscontro nell'Eurocodice 7 che rappresenta pur sempre la fonte da cui NTC2008 deriva.

Dall'osservazione dello scopo che l'introduzione di tali coefficienti si propone, appare chiaro che essi esprimono, attraverso un numero, ossia in ultima analisi un coefficiente di sicurezza, l'affidabilità dei parametri geotecnici introdotti nelle equazioni di calcolo delle resistenze.

Tale meccanismo non comporta alcun dubbio applicativo nel caso della resistenza verticale, perché questa, salvo scenari non realistici nella pratica, dipende esclusivamente dalla resistenza lato terreno.

Viceversa, nel caso di azioni trasversali, la resistenza laterale della palificata deriva, anche secondo i metodi più tradizionali e più approssimati, da una combinazione complessa tra la resistenza lato terreno e la resistenza strutturale dei pali e della connessione fra pali e plinto di fondazione.

Sembra pertanto eccessivamente gravoso introdurre  $\xi_3$  (o  $\xi_4$ ), nel caso di resistenza laterale, semplicemente a denominatore della resistenza di calcolo, per ottenere la resistenza caratteristica. Piuttosto appare ragionevole utilizzare tali parametri per definire il valore caratteristico dei parametri geotecnici da introdurre nelle equazioni sopra discusse. In altre parole, nelle formule precedenti, si introdurrà.

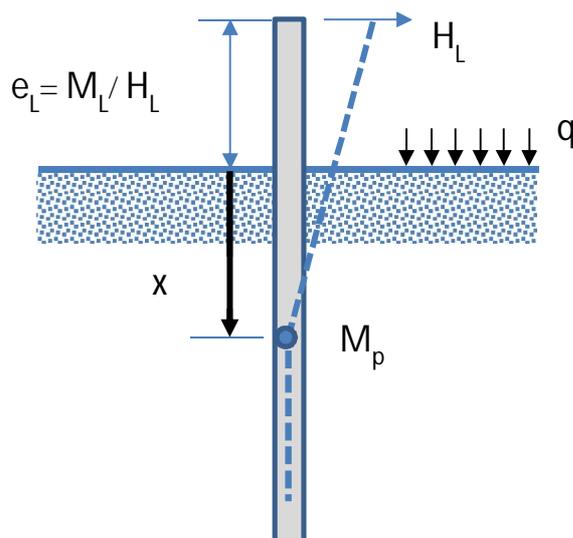
$$K_{p,k} = K_p / \xi_3 \quad \text{e} \quad K_{LAT,k} = K_{LAT} / \xi_3$$

rispettivamente nella valutazione del contributo offerto dai pali frontali e dai pali retrostanti.

La verifica sarà condotta confrontando il taglio sollecitante globale ad intradosso plinto  $E_d$  con la resistenza  $R_d$  calcolata come sopra illustrato. La verifica è soddisfatta se  $E_d \leq R_d$ .

### 11.3.2. DIAFRAMMI Calcolo longitudinale

Si può ancora utilizzare la teoria di Broms, valutando il carico limite per una striscia di larghezza unitaria, con il seguente schema.



**Figura 11-12: calcolo capacità portante longitudinale diaframmi**

Si assume la formazione di una cerniera plastica ad una profondità  $x$ , associata ad un momento resistente  $M_p$ . A tale profondità, il momento nel diaframma è massimo, pertanto il taglio è nullo.

Quindi l'azione orizzontale è equilibrata dalla sola reazione offerta dal terreno nella porzione compresa tra piano campagna e la sezione in cui si è formata la cerniera plastica.

$$H = \frac{1}{2}\gamma \cdot (K_P - K_A) \cdot x^2 + q \cdot (K_P - K_A) \cdot x$$

Ponendo  $K_P - K_A = K_P^*$

$$H = K_P^* \cdot \left( \frac{1}{2}\gamma \cdot x^2 + q \cdot x \right)$$

L'equilibrio alla rotazione impone che

$$H \cdot (x + e) - K_P^* \cdot \left( \gamma \cdot \frac{x^3}{6} + q \cdot \frac{x^2}{2} \right) - M_p = 0$$

Ovvero

$$K_P^* \cdot \left( \frac{1}{2}\gamma \cdot x^2 + q \cdot x \right) \cdot (x + e) - K_P^* \cdot \left( \gamma \cdot \frac{x^3}{6} + q \cdot \frac{x^2}{2} \right) - M_p = 0$$

Questa equazione, nella sola incognita  $x$ , non è lineare ma può essere facilmente risolta o per tentativi o, ad esempio con il metodo di Newton-Raphson: si pone:

$$R(x) = K_P^* \cdot \left( \frac{1}{2}\gamma \cdot x^2 + q \cdot x \right) \cdot (x + e) - K_P^* \cdot \left( \gamma \cdot \frac{x^3}{6} + q \cdot \frac{x^2}{2} \right) - M_p = 0$$

Supponendo nota la soluzione  $\bar{x}$ , la funzione  $R(x)$  può essere sviluppata in serie di Taylor nell'intorno della presunta soluzione:

$$R(x) \cong R(\bar{x}) + (x - \bar{x}) \cdot \frac{dR(\bar{x})}{dx} = 0$$

Cioè:

$$(x - \bar{x}) = -R(\bar{x}) \cdot \left( \frac{dR(\bar{x})}{dx} \right)^{-1}$$

Si parte da una soluzione  $\bar{x}_0$  di primo tentativo e si calcola

$$\bar{x}_1 = \bar{x}_0 - R(\bar{x}_0) \cdot \left( \frac{dR(\bar{x}_0)}{dx} \right)^{-1}$$

Si itera, calcolando la soluzione  $i$ -esima

$$\bar{x}_i = \bar{x}_{i-1} - R(\bar{x}_{i-1}) \cdot \left( \frac{dR(\bar{x}_{i-1})}{dx} \right)^{-1}$$

fin tanto che  $R(\bar{x}_{i-1})$  è maggiore della tolleranza voluta.

Ai fini della programmazione in un foglio di calcolo, valgono le seguenti espressioni

$$R(x) = K_P^* \cdot \left[ \gamma \cdot \left( \frac{x^2 \cdot e}{2} + \frac{x^3}{3} \right) + q \cdot \left( x \cdot e + \frac{x^2}{2} \right) \right] - M_p; \frac{dR(x)}{dx} \\ = K_P^* \cdot [\gamma \cdot (x \cdot e + x^2) + q \cdot (e + x)]$$

Raggiunta la soluzione in termini di profondità  $\bar{x}$  della cerniera plastica, la resistenza laterale è

$$H = K_P^* \cdot \left( \frac{1}{2} \gamma \cdot \bar{x}^2 + q \cdot \bar{x} \right)$$

Nel quadro dell'utilizzo secondo la normativa, il coefficiente  $\xi_3$  va utilizzato per dividere  $K_P^*$  prima del calcolo iterativo

$$K_P^* = \frac{K_P - K_A}{\xi_3}$$

Il coefficiente  $\gamma_R$ , viceversa, va applicato al risultato del calcolo, per ottenere il valore di progetto della resistenza, da confrontare con la sollecitazione:

$$H_d = \frac{H}{\gamma_R}$$

Questo tipo di calcolo può essere affrontato, alternativamente, con una modellazione a molle, semplificata, purché sia possibile introdurre la resistenza limite della parete. Viceversa, questo calcolo non può essere affrontato se il programma di calcolo prevede il solo comportamento elastico per l'elemento parete. Per il resto valgono le considerazioni espone nel paragrafo 11.3.1.

#### **11.4. VERIFICHE STRUTTURALI ED ALLO STATO LIMITE DI SERVIZIO E NEI RIGUARDI DI AZIONI ORIZZONTALI**

Si raccomanda a questo proposito di schematizzare la palificata con codici di calcolo quali GROUP di Ensoft.Inc o con altri programmi che consentano di valutare l'effetto gruppo.

Le rigidzze orizzontali sono introdotte attraverso le cosiddette curve p-y. Nell'introdurre i parametri delle curve p-y in GROUP-4, si può fare ricorso alle formulazioni di Reese et al. (1974) per le formazioni granulari. Possono essere impiegati i seguenti parametri:

##### STRATO 2 (GHIAIA SABBIOSA)

$\gamma$ =peso di volume sommerso:	10kN/m <sup>3</sup>
$\phi$ =angolo di attrito secante:	37°
$k_{s0}$ = gradiente iniziale del modulo:	16'000kN/m <sup>3</sup>
Curva p-y di reazione orizzontale:	Reese, Cox e Koop, (1974)
coefficienti per calcolo curve p-y:	carico ciclico

Quanto alla diminuzione di rigidità conseguente all'”*effetto gruppo*” ai fini del calcolo delle sollecitazioni, si può fare riferimento alle indicazioni di Franke (1988) secondo le quali occorre scalare le curve p-y dei pali “coperti” mediante un coefficiente moltiplicativo dello spostamento definito come:

$$KG=1/(\alpha)^{5/3}$$

dove  $\alpha$  dipende dal rapporto tra il diametro del palo e l'interasse con i pali adiacenti e dalla mutua posizione con questi ultimi.

Pali esterni (frontali):	$\alpha=1.00$	$KG=1.0$
Pali interni: <b>interasse s/D=3</b>	$\alpha=0.625$	$KG=2.19$
Pali interni: <b>interasse s/D=4</b>	$\alpha=0.750$	$KG=1.61$

Quanto alla rigidità verticale della palificata di n pali, in accordo con Fleming et al (1992), la rigidità complessiva può essere valutata dalla seguente espressione:

$$K_{vG} \cong (\eta_w \cdot n) \cdot K_{vs} \quad \text{con} \quad \eta_w \cong n^{-0.53}$$

Il cedimento medio della palificata, per un carico assiale N totale è quindi dato da

$$W = N / K_{vG}$$

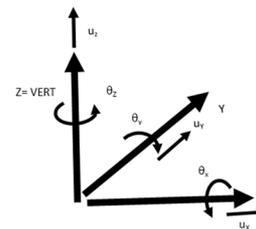
Tale effetto può essere messo in conto introducendo nel calcolo la rigidità assiale del palo singolo divisa per il coefficiente  $\eta_w$ .

Le azioni lungo il fusto del palo, opportunamente amplificate in accordo con gli appropriati coefficienti di sicurezza parziali sulle azioni, vanno utilizzate per le verifiche di tipo STRU.

In alternativa all'utilizzo di un codice dedicato è possibile operare come segue.

Il singolo palo, nella posizione prevista, può essere modellato tramite un opportuno elemento elastico equivalente, caratterizzato da una matrice di rigidità, che, in un sistema di riferimento cartesiano, può essere espressa dalla seguente relazione.

$$K = \begin{bmatrix} K_{HH} & \cdot & \cdot & \cdot & -K_{RH} \\ \cdot & K_{HH} & \cdot & K_{RH} & \cdot \\ \cdot & \cdot & K_V & \cdot & \cdot \\ \cdot & K_{RH} & \cdot & K_{RR} & \cdot \\ -K_{RH} & \cdot & \cdot & \cdot & K_{RR} \\ \cdot & \cdot & \cdot & \cdot & \cdot \end{bmatrix}$$



dove

$K_V$  è la rigidezza assiale del palo singolo.

$K_{HH}$ ,  $K_{RH}$  e  $K_{RR}$  sono le rigidezze traslazionale, indiretta e rotazionale a testa palo del palo singolo.

Per tener conto del fatto che la rigidezza complessiva del gruppo di pali, sia in direzione verticale che in direzione orizzontale, è minore della somma delle rigidezze dei singoli pali, si può operare come segue.

A tutti i pali nella palificata, si può introdurre una rigidezza assiale ridotta

$$K_{V,GR} = K_V \cdot \alpha_v \text{ con } \alpha_v \cong (n. \text{pali})^{-0.5}$$

Per quanto riguarda le rigidezze orizzontali, per ogni direzione, vanno distinti i pali frontali da quelli in ombra. Per i primi, vanno assegnate le rigidezze  $K_{HH}$ ,  $K_{RH}$  e  $K_{RR}$  del palo isolato.

Per tutti gli altri, vanno assegnate rigidezze ridotte, che possono essere stimate delle seguenti espressioni

$$K_{HH,rid} = K_{HH} \cdot \alpha_{HH} \quad K_{RH,rid} = K_{RH} \cdot \alpha_{RH} \quad K_{RR,rid} = K_{RR} \cdot \alpha_{RR}$$

In cui, per pali mediamente posti ad interasse di 3 diametri, si può porre sempre.

$$\alpha_{HH} \cong 0.5 \div 0.55 \quad \alpha_{RH} \cong 0.6 \div 0.65 \quad \alpha_{RR} \cong 0.8 \div 0.85$$

Tali valori sono stati ricavati stimando le rigidezze singole con PIGLET, dopo aver introdotto un modulo elastico ridotto, dividendo il valore di riferimento per il coefficiente  $KG=2.19$  sopra definito. Per le condizioni sismiche, per le quali la palificata è sottoposta ad importanti deformazioni laterali, è necessario introdurre rigidezze orizzontali secanti opportunamente ridotte. Allo scopo, in seguito ad uno studio di taratura con il codice GROUP, si è notato che la risposta calcolata con quest'ultimo

approccio, non lineare, può essere riprodotta, con buona approssimazione, tramite rigidezze elastiche equivalenti stimate introducendo moduli elastici pari a  $\frac{1}{4}$  dei valori iniziali.

I valori delle rigidezze del palo singolo sono quindi riassunti nella seguente tabella.

Palo / diaframma	K <sub>v</sub> [MN/m]	per condizioni SLE / SLU non sismiche				per condizioni SISMICHE			
		K <sub>HH</sub> [MN/m]	K <sub>RH</sub> [MN/rad]	K <sub>RR</sub> [MN·m/rad]	K <sub>RH</sub> /K <sub>HH</sub> [m]	K <sub>HH</sub> [MN/m]	K <sub>RH</sub> [MN/rad]	K <sub>RR</sub> [MN·m/rad]	K <sub>RH</sub> /K <sub>HH</sub> [m]
Ø1500 SPALLA A	1600	400	780	3400	1.95	120	360	2300	3.00
Ø1500 SPALLA B	1600	400	780	3400	1.95	120	360	2300	3.00
DIAFRAMMA - DIR L	1900	450	940	4500	2.09	140	440	3100	3.14
DIAFRAMMA - DIR TRASV	1900	540	1350	7600	2.50	170	640	5200	3.76

Ai fini pratici, si raccomanda di calcolare la distribuzione delle azioni anche ignorando tali coefficienti riduttivi.

### 11.5. CRITERI DI DIMENSIONAMENTO DELLE PALIFICATE

Il procedimento che porta al dimensionamento e al progetto dei pali di fondazione si articola nei seguenti passaggi:

1. Definizione della curva di capacità portante del palo singolo.
2. Dimensionamento preliminare della palificata: ripartizione lineare delle azioni verticali e dei momenti flettenti sui pali e definizione del carico assiale agente sul palo più sollecitato in accordo con la seguente espressione, valida sotto le ipotesi di plinto rigido e di vincolo di incastro tra la testa dei pali e il plinto:

$$N_i = \frac{N}{n} \pm \frac{(M_L + \Delta M_L) \cdot y_i}{\sum_1^n y_i^2} \pm \frac{(M_T + \Delta M_T) \cdot x_i}{\sum_1^n x_i^2}$$

dove:

$N_i$  = azione assiale agente alla testa del palo i-esimo

$N$  = azione verticale agente in testa alla palificata

$M_L, M_T$  = momenti flettenti agenti in testa alla palificata in direzione longitudinale e trasversale

$\Delta M_L, \Delta M_T$  somma dei momenti di incastro risultanti che i pali esercitano sul plinto per effetto del vincolo di rotazione impedita, rispettivamente in direzione L e T

$x_i, y_i$  = distanze in direzione longitudinale e trasversale del palo i-esimo dal baricentro della palificata;

$n$  = numero di pali che compongono la palificata

Se le azioni a testa palificata si riferiscono a Stati Limite Ultimi, in via conservativa  $\Delta M_L, \Delta M_T$  possono anche essere valutati come la somma delle resistenze flessionali plastiche dei singoli pali.

3. Definizione della lunghezza preliminare dei pali sulla base dell'azione assiale agente sul palo più sollecitato e della curva di capacità portante.

4. Analisi della palificata:
  - 4.1. definizione della rigidità assiale del palo singolo e del palo in gruppo in accordo con quanto descritto in questo documento;
  - 4.2. costruzione rigidità palificata e calcolo azioni assiali.
  
5. Conferma della lunghezza di progetto dei pali, sulla base dell'azione assiale massima tra quella desunta mediante il dimensionamento preliminare e quella ricavata mediante l'analisi di interazione del gruppo di pali.
  
6. Verifica di capacità portante orizzontale della palificata

Si precisa che l'eventuale ricorso ad approcci eminentemente elastici quali quelli implementati in codici di calcolo come PIGLET (Randolph (2007)) o Repute (Geocentrix (2002)) possono condurre a distribuzioni di forze diverse rispetto a quelle determinabili con approcci classici o metodi in cui vi è un intrinseco disaccoppiamento fra i diversi pali (approccio GROUP).

In linea generale, anche in palificate soggette a solo carico assiale, possono aversi incrementi di azioni significative in corrispondenza dei pali periferici e conseguenti riduzioni nei pali interni.

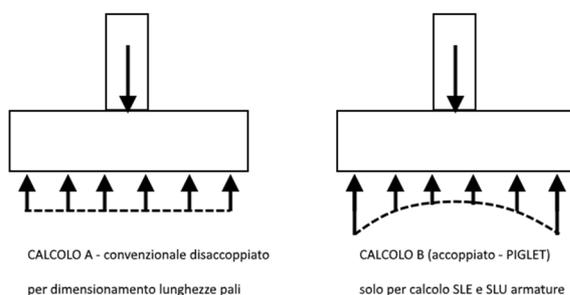
Tuttavia, le azioni derivanti da detti approcci marcatamente elastici, se impiegati a giudizio del Progettista, dovrebbero di regola essere utilizzate per le verifiche in esercizio (ossia verifiche essenzialmente legate al comportamento strutturale sotto carichi non fattorizzati). Non dovrebbero, per contro, essere utilizzate ai fini del progetto geotecnico delle palificate: tale aspetto va inquadrato in un ambito di calcolo agli stati limite ultimi, nel quale concorrono diversi effetti di redistribuzione plastica tendenti a smussare in modo assai significativo detti incrementi localizzati.

In conclusione, quindi, si ritiene ragionevole non considerare i picchi elastici di sollecitazioni nei pali più esterni ai fini del progetto geotecnico delle palificate e operare nel seguente modo:

1. CALCOLO GEO: Calcolare le azioni nei vari pali utilizzando le rigidità (o le flessibilità) fornite, introducendo prima i valori del palo singolo privi della penalizzazione dell'effetto gruppo e poi quelli dell'effetto gruppo. Le azioni derivanti da questo tipo di calcolo saranno

usate per dimensionare la lunghezza dei pali. Ovviamente nel caso di carico centrato si avranno azioni assiali uniformi.

2. CALCOLO STR: Calcolare le distribuzioni elastiche (tenendo conto di un comportamento accoppiato fra i diversi pali), calcolo che conduce a distribuzioni disuniformi anche solo in presenza di azione centrata. Le azioni derivanti da questo secondo calcolo saranno usate solo per le verifiche strutturali. Per ottenere tali azioni, si può usare un calcolo PIGLET o similare.



3. Figura 11-13

In alternativa, per ricavare una stima sufficientemente affidabile ai fini del dimensionamento strutturale della fondazione, è possibile moltiplicare le azioni derivanti dal calcolo classico (senza mutua interazione fra pali) per i seguenti coefficienti.

FONDAZIONE	n pali	Incremento di N		
		Per sola azione assiale	Per solo momento trasversale	Per solo momento longitudinale
		$\alpha_N$	$\alpha_{MT}$	$\alpha_{ML}$
Spalla A	9	1.26	1.1	1.1
Spalla B	6	1.11	1.1	1.1

Tali valori sono stati determinati studiando, con PIGLET, le varie configurazioni, assoggettate ad azioni separate.

## 12. CALCOLO DELLE SPINTE SULLE SPALLE

Si raccomanda di operare come segue.

### Condizioni statiche:

Alla luce del fatto che le spalle sono poste su pali e quindi sono poco deformabili, si raccomanda di stimare le spinte sul manufatto da parte del rilevato di approccio, con riferimento a condizioni di spinta a riposo. A tale proposito si potrà utilizzare un coefficiente di spinta  $K = K_0$  che può essere assunto convenzionalmente pari a 0.42.

### Condizioni sismiche:

Nonostante la rigidità delle fondazioni su pali, le condizioni sismiche sono riferite ad uno scenario ultimo, nel quale ogni componente strutturale, comprese le fondazioni, sono dimensionate assumendo lo sviluppo di deformazioni significative, sfruttando la duttilità del sistema.

Ciò vale in particolare con riferimento alle verifiche GEO delle palificate soggette a rilevanti azioni orizzontali, per le quali, in base alle considerazioni svolte in precedenza, si fa riferimento allo sviluppo di condizioni limite sia nel terreno sia nei pali.

Coerentemente con tale approccio generale, anche le spinte trasferite dal rilevato al manufatto devono derivare da uno schema in cui il rilevato spingente si trovi in condizioni ultime, ovvero di equilibrio limite.

In pratica, pertanto, le spinte sull'opera, in condizioni sismiche, saranno valutate con riferimento a condizioni limite attive. secondo il quale il complesso muro + terreno mobilitato è pensato soggetto ad un'accelerazione sismica uniforme avente le seguenti componenti

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

assumendo

$$(\text{SLV}) k_h = \beta_m \cdot a_{\max}/g, \text{ con } \beta_m=1$$

Nel caso invece di **muri molto deformabili** per i quali possono essere ipotizzati significativi spostamenti relativi tra muro e terreno, quali i muri di sostegno fondati su fondazioni dirette si assumeranno spinte attive, da valutarsi, introducendo nel caso sismico un coefficiente  $\beta_m$  in accordo con la Tabella 7.11.II di NTC.

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

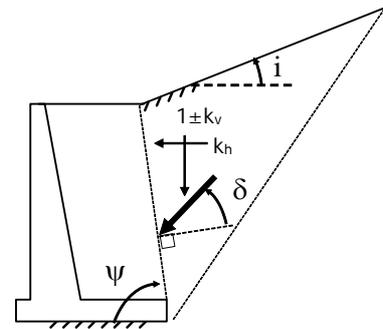
I coefficienti di spinta attiva sono dati dalle seguenti espressioni (Mononobe & Okabe, nel seguito M-O):

#### CONDIZIONI DI SPINTA ATTIVA – Teoria di M-O

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

$$i > \phi - \theta: K_{A,E} = \frac{\sin^2(\psi + \phi - \theta)}{\cos\theta \cdot \sin^2\psi \cdot \sin(\psi - \theta - \delta)}$$

$$\text{con } \theta = \arctan\left(\frac{k_h}{1 \pm k_h}\right) \text{ (rilevato secco)}$$



### **13. PROBLEMATICHE CONNESSE ALLA REALIZZAZIONE DELL'OPERA**

Nessuna in particolare.

In relazione ai livelli di falda che non interferiscono con gli scavi ordinari dei plinti di fondazione si potranno eseguire scavi a cielo aperto con pendenza delle scarpate, in relazione ai materiali rinvenibili nei primi 5.0 m da p.c., non superiore a 2:3 (V:H, V=Verticale, H=Orizzontale). Va comunque considerato che, nel caso in cui lo scavo sia di altezze notevolmente ridotte, come nel caso del raggiungimento del piano di posa delle fondazioni, dove sono previsti scavi inferiori al metro di altezza, è possibile mantenere una pendenza 1:1.

## 14. RILEVATI DI APPROCCIO

### 14.1. INTRODUZIONE

Il presente documento illustra i criteri in base ai quali verranno effettuate le analisi di stabilità e di cedimento dei rilevati stradali delle opere di attraversamento.

I criteri di analisi di stabilità e di cedimento qui descritti sono finalizzati a dimensionare e verificare i rilevati in modo che rispondano ai seguenti requisiti:

1. Coefficienti di sicurezza nei confronti della stabilità globale (superfici di scorrimento che interessano anche i terreni di fondazione) e della stabilità locale (superfici di scorrimento che interessano solo il corpo del rilevato) adeguati, ovvero non inferiori a quelli minimi prescritti dalla normativa italiana vigente.
2. Cedimenti e velocità di cedimento residue a partire dalla messa in opera del ballast e dalla consegna dell'opera inferiori ai valori prescritti per il regolare esercizio dell'opera.

### 14.2. NORMATIVA DI RIFERIMENTO

- 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.

### 14.3. CONSIDERAZIONI DI CARATTERE GENERALE

Al fine di assicurare la stabilità del corpo del rilevato in condizioni statiche e sismiche, con le configurazioni richieste dal Manuale di Progettazione Italferr (2016) delle Opere civili, Parte II, sezione 3, “Corpo Stradale”, paragrafo 3.8.1.2.1.2, dovranno essere impiegate terre qualificate con frazione a prevalenza ghiaiosa, con frazione fine ridotta (per le categorie UNI 10006) ma con resistenze caratteristiche maggiori rispetto a quelle indicate (come valori di massima) nello MdP, al paragrafo 3.8.1.3.3. A tal proposito, è possibile svolgere le seguenti considerazioni.

Un materiale del genere, asciutto, ha un peso di volume nelle condizioni sciolte, ossia in fase di scavo e trasporto, dell'ordine di 15-16 kN/m<sup>3</sup> cui corrisponde un indice dei vuoti  $e_{max}$  dell'ordine di 0.70 (porosità dell'ordine del 40%). Inoltre, grazie a una fortissima compattazione, nello strato più

addensato possibile, possono aversi densità dell'ordine di 20-21 kN/m<sup>3</sup> cui corrisponde un valore di indice dei vuoti  $e_{\min} = 0.35$  circa. Pertanto, per un terreno come quello che si prevede di impiegare, si potrà assumere, mediamente un valore  $e_{\max} - e_{\min}$  dell'ordine di 0.35 (in accordo con i dati di letteratura per terre di tale composizione).

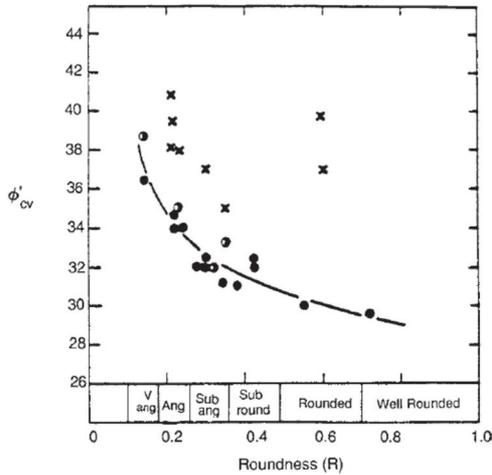
È possibile quindi calcolare il peso specifico al variare dell'indice dei vuoti (o della porosità) e, grazie al rapporto  $e_{\max} - e_{\min}$  assunto cautelativamente pari a 0.40, stimare la densità relativa caratteristica.

Gs	2.65		
$e_{\max} - e_{\min}$	0.4		
e	n	$\gamma_d$ [kN/m <sup>3</sup> ]	Dr (ID)
0.70	0.41	15.59	0%
0.65	0.39	16.06	13%
0.60	0.38	16.56	25%
0.55	0.35	17.10	38%
0.50	0.33	17.67	50%
0.45	0.31	18.28	63%
0.40	0.29	18.93	75%
0.35	0.26	19.63	88%
0.30	0.23	20.38	100%

Si osserva che se si ottiene, per compattazione un peso specifico dell'ordine di 18.5, 20 kN/m<sup>3</sup>, è possibile assumere valori di Dr compresi tra il 70% e il 100%. Esperienze fatte da CepavDue sulla Treviglio Brescia confermano valori del genere.

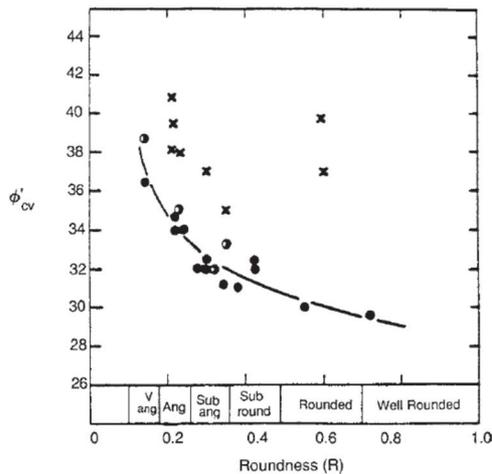
Nota la densità relativa Dr, è possibile stimare l'angolo d'attrito caratteristico di picco (in condizioni di stato piano delle deformazioni), partendo da un'assunzione ragionevole per l'angolo di attrito allo stato critico basandosi sulla classica proposta di Bolton (1986).

Il valore di  $\phi'_{\text{crit}}$  (o  $\phi'_{\text{cv}}$ ) può essere assunto pari a 32°, per materiali che usualmente verranno impiegati allo scopo (vedi **Figura 14-1**). Si noti che tale parametro dipende dalla composizione granulometrica, mineralogia e forma dei grani e può essere determinato tramite prove di laboratorio.



Name	$d_{60}$ : mm	$d_{10}$ : mm	$e_{min}$	$e_{max}$	$\phi'_{crit}$	Reference
Brasted river	0.29	0.12	0.47	0.79	32.6	Cornforth (1964, 1973)
Limassol marine	0.11	0.003	0.57	1.18	34.4	Cornforth (1973)
Mersey river	≈ 0.2	≈ 0.1	0.49	0.82	32.0	Rowe (1969)
Monterey no. 20	≈ 0.3	≈ 0.15	0.57	0.78	36.9	Rowe & Barden (1964) Marachi, Chan, Seed & Duncan (1969)
Monterey no. 0	≈ 0.5	≈ 0.3	0.57	0.86	37.0	Lade & Duncan (1973)
Ham river	0.25	0.16	0.59	0.92	33.0	Bishop & Green (1965)
Leighton Buzzard 14/25	0.85	0.65	0.49	0.79	35.0	Stroud (1971)
Welland river	0.14	0.10	0.62	0.94	35.0	Barden <i>et al.</i> (1969)
Chattahoochee river	0.47	0.21	0.61	1.10	32.5	Vesic & Clough (1968)
Mol	0.21	0.14	0.56	0.89	32.5	Ladanyi (1960)
Berlin	0.25	0.11	0.46	0.75	33.0	De Beer (1965)
Guinea marine	0.41	0.16	0.52	0.90	33.0	Cornforth (1973)
Portland river	0.36	0.23	0.63	1.10	36.1	Cornforth (1973)
Glacial outwash sand	0.9	0.15	0.41	0.84	37.0	Hirschfield & Poulos (1964)
Karlsruhe medium sand	0.38	0.20	0.54	0.82	34.0	Hettler (1981)
Sacramento river	0.22	0.15	0.61	1.03	33.3	Lee & Seed (1967)
Ottawa sand	0.76	0.65	0.49	≈ 0.8	30.0	Lee & Seed (1967)

Figura 14-1 : valori indicativi di  $\phi'_{cv}$ , Youd (1972) (sinistra), Bolton (1986) (destra)



Name	$d_{60}$ : mm	$d_{10}$ : mm	$e_{min}$	$e_{max}$	$\phi'_{crit}$	Reference
Brasted river	0.29	0.12	0.47	0.79	32.6	Cornforth (1964, 1973)
Limassol marine	0.11	0.003	0.57	1.18	34.4	Cornforth (1973)
Mersey river	≈ 0.2	≈ 0.1	0.49	0.82	32.0	Rowe (1969)
Monterey no. 20	≈ 0.3	≈ 0.15	0.57	0.78	36.9	Rowe & Barden (1964) Marachi, Chan, Seed & Duncan (1969)
Monterey no. 0	≈ 0.5	≈ 0.3	0.57	0.86	37.0	Lade & Duncan (1973)
Ham river	0.25	0.16	0.59	0.92	33.0	Bishop & Green (1965)
Leighton Buzzard 14/25	0.85	0.65	0.49	0.79	35.0	Stroud (1971)
Welland river	0.14	0.10	0.62	0.94	35.0	Barden <i>et al.</i> (1969)
Chattahoochee river	0.47	0.21	0.61	1.10	32.5	Vesic & Clough (1968)
Mol	0.21	0.14	0.56	0.89	32.5	Ladanyi (1960)
Berlin	0.25	0.11	0.46	0.75	33.0	De Beer (1965)
Guinea marine	0.41	0.16	0.52	0.90	33.0	Cornforth (1973)
Portland river	0.36	0.23	0.63	1.10	36.1	Cornforth (1973)
Glacial outwash sand	0.9	0.15	0.41	0.84	37.0	Hirschfield & Poulos (1964)
Karlsruhe medium sand	0.38	0.20	0.54	0.82	34.0	Hettler (1981)
Sacramento river	0.22	0.15	0.61	1.03	33.3	Lee & Seed (1967)
Ottawa sand	0.76	0.65	0.49	≈ 0.8	30.0	Lee & Seed (1967)

L'effetto della densità che incrementa la resistenza grazie alla dilatanza viene introdotto attraverso un incremento dell'angolo d'attrito (rispetto al valore critico), secondo l'espressione

$$\phi'_{max} - \phi'_{crit} = 0.8\psi_{max} = 5I_R^{\circ}$$

dove  $I_R$  è dato dalla seguente espressione, funzione della densità relativa (chiamata  $I_D$  ed espressa non in valori percentuali) e della componente isotropa del tensore degli sforzi efficaci  $p'$  espressa in kPa.

$$I_R = I_D(10 - \ln p') - 1$$

Si noti che al crescere di  $p'$  l'effetto della dilatanza sulla resistenza complessiva decresce. Assumendo nel caso in esame un valore di  $p'$  pari a circa 200 kPa, si può avere una stima ragionata degli angoli d'attrito attesi, al variare della compattazione.

e	n	$\gamma_d$ [kN/m <sup>3</sup> ]	Dr (ID)	IR	$\phi'_{max} - \phi'_{crit}$ (Plane strain)	$\phi'_{max}$
0.70	0.41	15.59	0%	0.00	0.00	32.00
0.65	0.39	16.06	13%	0.46	2.31	34.31
0.60	0.38	16.56	25%	0.93	4.63	36.63
0.55	0.35	17.10	38%	1.39	6.94	38.94
0.50	0.33	17.67	50%	1.85	9.25	41.25
0.45	0.31	18.28	63%	2.31	11.57	43.57
0.40	0.29	18.93	75%	2.78	13.88	45.88
0.35	0.26	19.63	88%	3.24	16.19	48.19
0.30	0.23	20.38	100%	3.70	18.51	50.51
0.25	0.20	21.20	113%	4.16	20.82	52.82

Con valori di peso specifico superiori a 18 kN/m<sup>2</sup> abbiamo angoli d'attrito di picco compresi tra 46 e 52°. Ai fini di una stima cautelativa dell'angolo d'attrito caratteristico, possiamo quindi ipotizzare un valore medio lungo l'ipotetica linea di rottura compreso tra 43 e 47°, ossia dell'ordine di grandezza di quelli necessari per dimostrare la stabilità dei rilevati.

In conclusione, è possibile l'utilizzo di parametri più alti di quelli suggeriti in prima approssimazione dal Manuale di Progettazione 2016, ma compatibili con le richieste del Capitolato di Costruzione in termini di qualità delle terre, di modalità di posa e dei controlli prescritti nonché alla luce delle esperienze precedenti.

Pertanto, ai materiali di rilevato verranno assegnati i seguenti valori dei parametri geotecnici di calcolo

Materiali appartenenti ai gruppi A1, A2:

$\gamma_t = 20 \text{ kN/m}^3 =$  peso di volume del materiale compattato

$\phi' = 43^\circ =$  angolo di attrito “di calcolo” convenzionalmente adottato per le verifiche di stabilità globale del materiale compattato

$\phi' = 40^\circ =$  angolo di attrito “di calcolo” convenzionalmente adottato per la determinazione delle spinte a tergo delle spalle dei viadotti

$\phi' = 35^\circ =$  angolo di attrito “di calcolo” convenzionalmente adottato per la determinazione delle spinte a tergo dei muri di sostegno e sottoscarpa

$E' = 40 \text{ MPa}$  = modulo di Young del materiale compattato

$\nu' = 0.2$  = rapporto di Poisson del materiale compattato

Resta inteso che, in sede costruttiva, sarà necessario qualificare i materiali che intende impiegare, al fine di dimostrare che le loro caratteristiche corrispondano a quanto previsto nei calcoli.

#### **14.4. ANALISI DI STABILITÀ**

##### **14.4.1. Pendenze delle scarpate e caratteristiche dei materiali di rilevato**

Le pendenze delle scarpate dei rilevati stradali sono assunte pari a 3 (orizzontale): 2 (verticale) in ottemperanza con quanto prescritto al paragrafo 3.8.1.2.1.2 del Manuale di Progettazione RFI 2016 delle Opere Civili, Parte II, Sezione 3 (doc RFI DTC SI CS MA IFS 001 A). Sempre in accordo con tale prescrizione, nel caso di rilevati alti ( $H > 6.00 \text{ m}$ ), si dovranno realizzare banche di larghezza minima 2.00 m ogni 6.00 m di altezza del rilevato. Per rilevati di altezza inferiore tale banca sarà inserita nei casi in cui essa risulti necessaria per la stabilità dell'opera. La banca sarà inclinata del 3% verso l'interno del rilevato ed avrà altezza minima pari ad 1.00 m.

##### **14.4.2. Stratigrafia e parametri di calcolo**

Le analisi di stabilità, realizzate in condizioni statiche e sismiche, sono state effettuate considerando la stratigrafia ed i parametri di resistenza seguenti. Ai fini della stabilità, la falda in sito non influenza il comportamento dei terreni in esame, in quanto situata ad elevate profondità.

##### **Rilevato**

$$\varphi' = 43^\circ.$$

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

##### **Strato principale di terreno:**

$h$  = in profondità;

$$\gamma_t = 19 \text{ kN/m}^3$$

$$c'_{\text{operativo}} = 0 \text{ kPa (al di sopra del livello di falda)}$$

$\phi'_{\text{operativo}} = 38^\circ$  (al di sopra del livello di falda)

#### 14.4.3. Criteri di verifica

Per le verifiche di stabilità della scarpata si fa riferimento alle NTC08, constatando che sia rispettata la condizione:

$$E_d \leq R_d$$

Dove:

$E_d$  è il valore di progetto dell'azione o dell'effetto dell'azione;

$R_d$  è il valore di progetto della resistenza del sistema geotecnico.

Le verifiche di stabilità del rilevato sono state effettuate secondo l'Approccio 1 – Combinazione 2 (A2+M2+R2) (NTC08 6.8.6 e 7.11.6) tenendo conto quindi dei seguenti coefficienti parziali:

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

CARICHI	EFFETTO	Coefficiente Parziale $\gamma_F$ (o $\gamma_E$ )	EQU	(A1) STR	(A2) GEO
Permanenti	Favorevole	$\gamma_{G1}$	0,9	1,0	1,0
	Sfavorevole		1,1	1,3	1,0
Permanenti non strutturali <sup>(1)</sup>	Favorevole	$\gamma_{G2}$	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3
Variabili	Favorevole	$\gamma_{G3}$	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3

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

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

PARAMETRO	GRANDEZZA ALLA QUALE APPLICARE IL COEFFICIENTE PARZIALE	COEFFICIENTE PARZIALE $\gamma_M$	(M1)	(M2)
Tangente dell'angolo di resistenza al taglio	$\tan \phi'_k$	$\gamma_{\phi'}$	1,0	1,25
Coesione efficace	$c'_k$	$\gamma_c$	1,0	1,25
Resistenza non drenata	$c_{uk}$	$\gamma_{cu}$	1,0	1,4
Peso dell'unità di volume	$\gamma$	$\gamma_r$	1,0	1,0

Il coefficiente parziale per le verifiche di sicurezza di opere in materiali sciolti e fronti di scavo è pari a  $\gamma_r = 1.1$ . In accordo con il manuale di progettazione – corpo stradale di RFI, paragrafo 3.8.1.3.4.3, per le azioni sismiche si assumono coefficienti parziali sulle azioni pari a 1e il coefficiente di combinazione  $\psi$  per il carico variabile da traffico stradale a 0.2.

Gli effetti dell'azione sismica sono stati analizzati con il metodo pseudostatico, rappresentando l'azione sismica con un carico statico equivalente costante nel tempo e nello spazio e proporzionale al peso del volume di terreno potenzialmente instabile. Le componenti orizzontale e verticale di tale forza vengono espresse come:

$$F_h = k_h W$$

$$F_v = k_v W$$

Dove  $W$  è il peso del volume di terreno potenzialmente instabile, mentre  $k_h$  e  $k_v$  sono coefficienti sismici pari a:

$$k_h = \beta_s \frac{a_{\max}}{g}$$

$$k_v = \pm 0.5 k_h$$

$\beta_s$  è un coefficiente riduttivo dell'accelerazione massima attesa in sito, i cui valori sono riportati in tabella 7.11.I delle NTC08.

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

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

Le verifiche di stabilità sono state condotte con l'impiego del software FLAC (versione 8) sviluppato da Itasca Consulting Group Inc. Tale programma non imposta il calcolo secondo le tecniche tradizionali dell'equilibrio limite, ma attraverso analisi pseudostatiche, studiando l'effettivo meccanismo di rottura e individuando il piano di rottura per via diretta riducendo la resistenza del materiale fino a che non avvenga il collasso. Il fattore di sicurezza viene calcolato confrontando la resistenza critica con la reale resistenza del materiale.

#### 14.4.4. Condizioni di carico

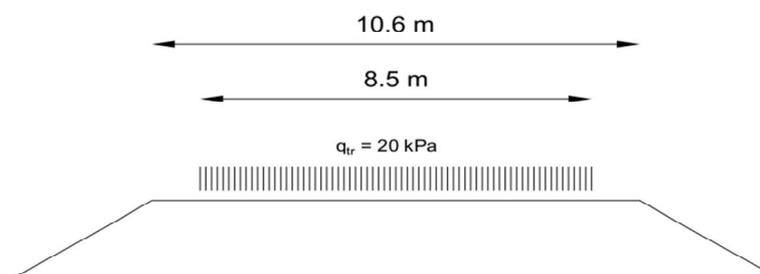
Il rilevato è soggetto al carico variabile da traffico stradale e dall'azione sismica.

Il carico da traffico è pari a 20 kPa, uniformemente distribuito su tutta la sommità del rilevato. In condizioni sismiche, viene applicato un coefficiente di combinazione  $\psi$  pari a 0.

Condizioni statiche:  $q = 20 \text{ kPa}$

Condizioni sismiche:  $q = 0 \text{ kPa}$

La figura seguente riassume i carichi sopra descritti.



**Figura 14-2: schema di carico per rilevati stradali (non sismico)**

Per quanto riguarda le azioni sismiche, sulla base di quanto descritto al paragrafo 10.1 si ottengono i seguenti valori di  $k_h$  e  $k_v$ :

$$k_h = 0.2696 \cdot 0.28 = 0.0755 \quad (\beta_s = 0.28)$$

$$k_v = -0.038$$

Il segno attribuito a  $k_v$  sta ad indicare il caso peggiore di forze sismiche rivolte verso l'alto. Si rileva che l'introduzione nelle verifiche di stabilità in condizioni sismiche della forza di inerzia verticale ha scarso impatto sui risultati conseguiti in termini di coefficienti di sicurezza, e comunque dal lato della sicurezza.

#### 14.4.5. Risultati delle analisi

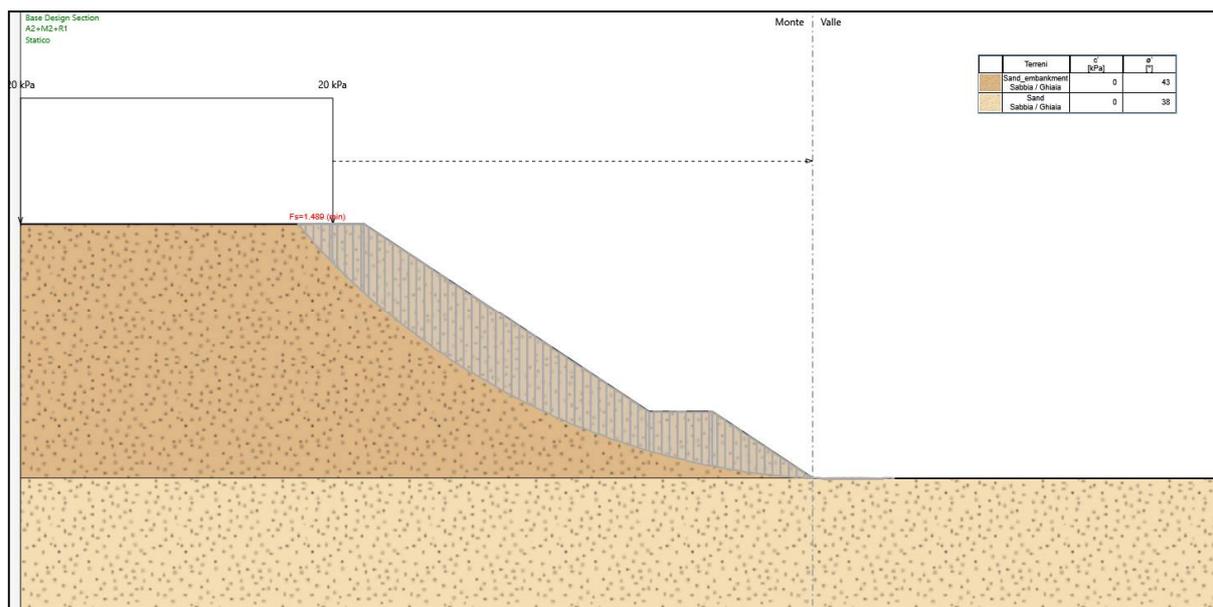
La verifica è stata effettuata sul rilevato di altezza massima pari a circa 8 m, riscontrabile nella Spalla A del cavalcaferrovia.

I risultati ottenuti sono riportati in **Figura 14-3** e **Figura 14-4**. I coefficienti di sicurezza ottenuti sono riportati in **Tabella 14-1**.

Si precisa che il calcolo è stato condotto introducendo i valori di progetto degli angoli d'attrito.  
Pertanto, la verifica è da ritenersi soddisfatta se il coefficiente di sicurezza risulta maggiore di  $\gamma_R = 1.1$ .

**Tabella 14-1: Verifiche di stabilità, coefficienti di sicurezza**

<b>F<sub>s</sub></b>	<b>H = 8 m</b>
Condizione statica	1.489 > 1.10
Condizione sismica downward	1.136 > 1.10
Condizione sismica upward	1.123 > 1.10



**Figura 14-3: Verifiche di stabilità, condizione statica**

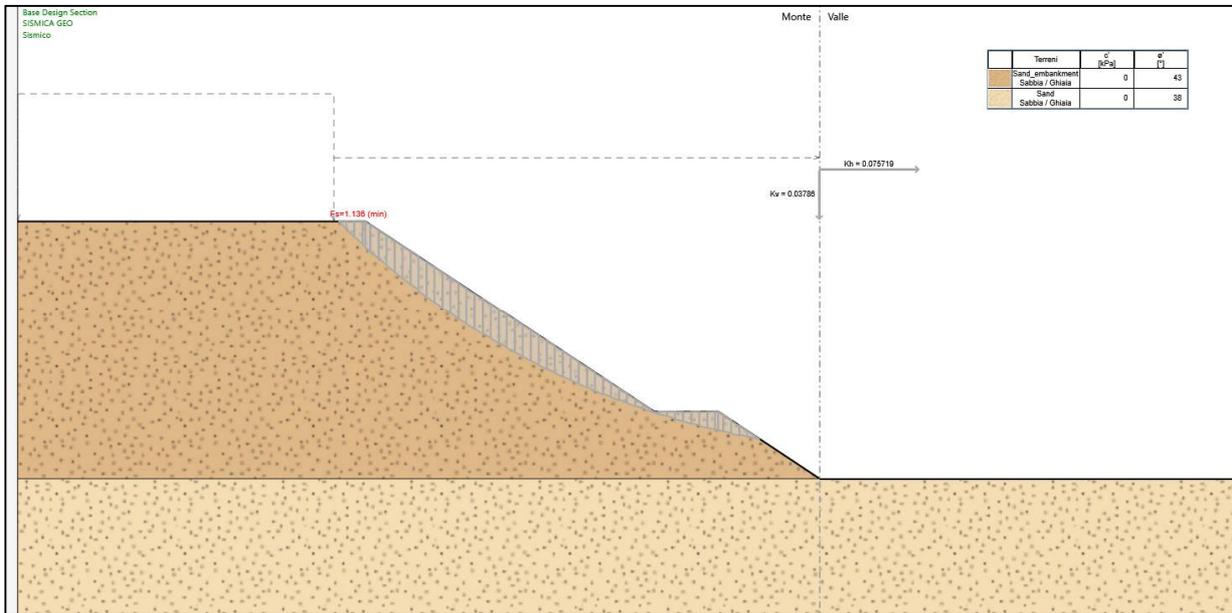


Figura 14-4: Verifiche di stabilità, condizione sismica downward

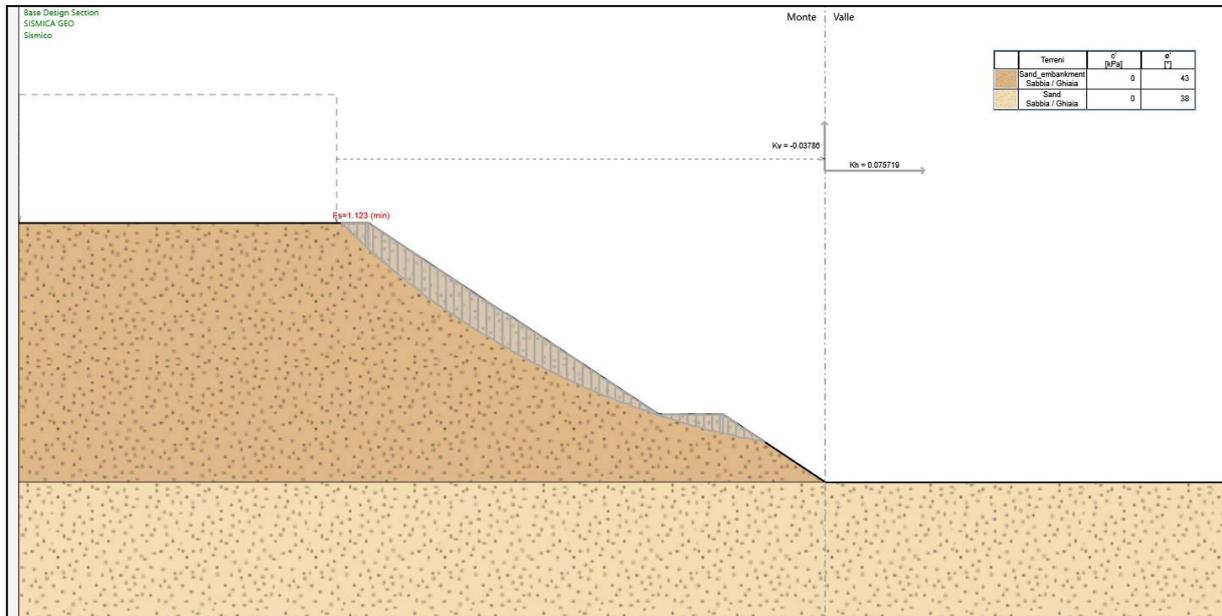
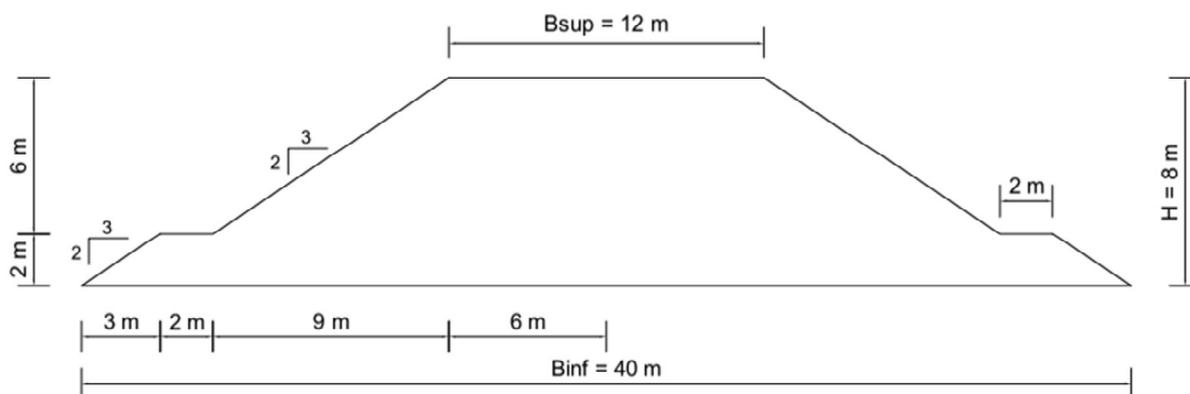


Figura 14-5: Verifiche di stabilità, condizione sismica upward

### 14.5. CEDIMENTI

Si valuta, come rappresentato in Figura 14-6 la dimensione massima del rilevato:

- Binf = 40 m
- Bsup = 12 m
- Hmax = 8.0 m
- Larghezza banca = 2 m



**Figura 14-6. Sezione rappresentativa del rilevato di approccio**

Il calcolo del cedimento è condotto facendo ricorso alla classica procedura basata sui seguenti punti.

1. Si valuta, alla generica profondità, la distribuzione degli incrementi di sforzo verticale, orizzontale nel piano e orizzontale fuori piano. A tale scopo si utilizzano note formule chiuse disponibili in letteratura, riferite a mezzo semifinito elastico lineare omogeneo.
2. Si valuta, alla generica profondità, la deformazione verticale in stato piano di deformazione, sulla base del modulo di taglio operativo (assumendo  $G = 0.15 \cdot G_0$ , con  $G_0$  indicato nel Capitolo 9), ricavando poi il modulo elastico operativo  $E$  tramite la relazione:

$$E = 2G(1 + \nu)$$

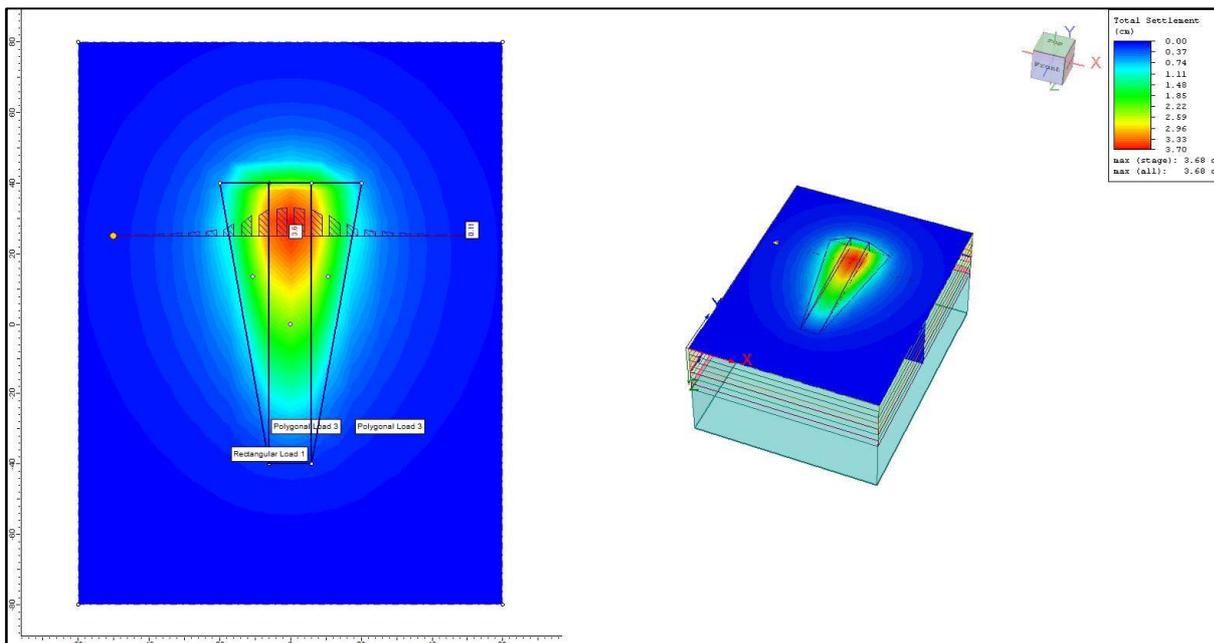
Vengono riportati, sulla base di interpretazione dei sondaggi  $N_{SPT}$  disponibili (Figura 16-1) i valori del modulo  $E$  operativo utilizzati per la simulazione nel calcolo dei cedimenti, considerando una suddivisione in strati in modo tale da ottenere una buona distribuzione dei valori con la profondità:

strato	E medio
[m]	[Mpa]
0 - 5 m	50
5 - 10 m	80

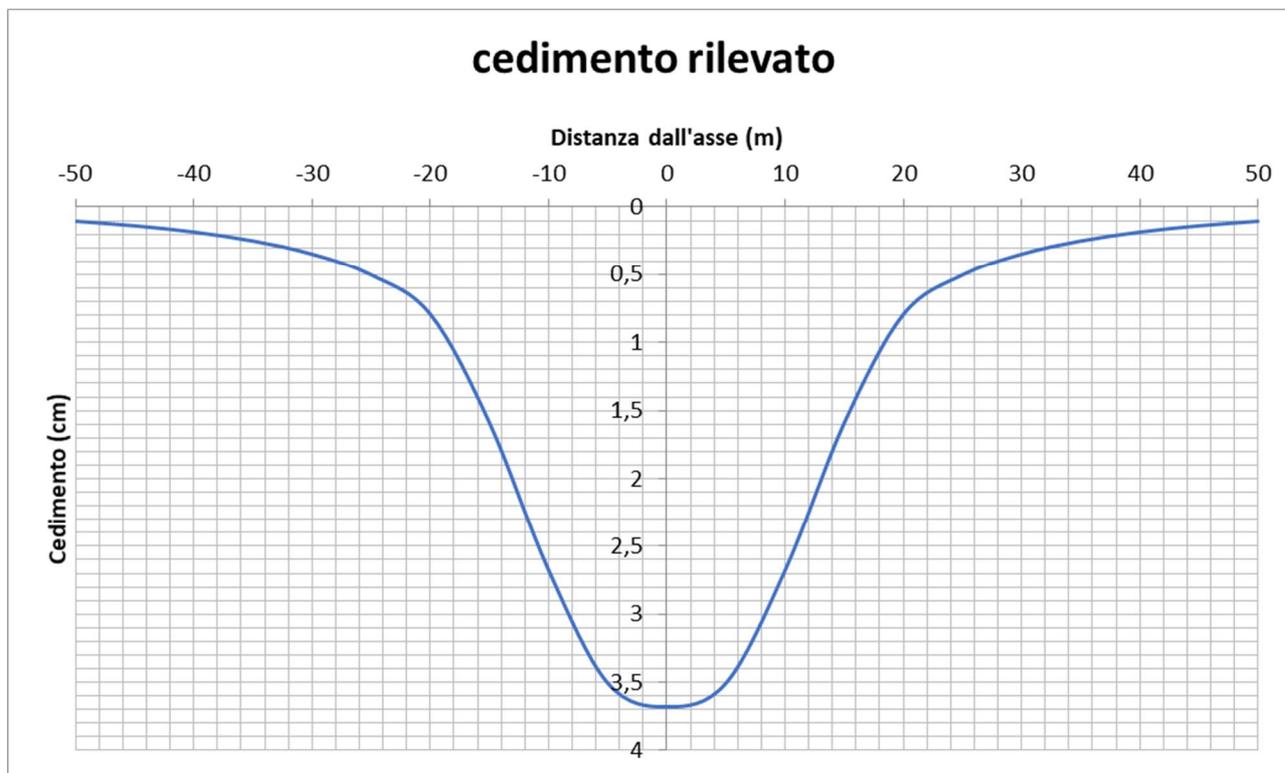
10 - 15 m	110
15 - 20 m	125
20 - 25 m	140
25 - 30 m	150
30 - 35 m	160
35 - 40 m	170

3. Si accumulano i contributi delle deformazioni, considerando profondità comprese tra piano campagna e la massima profondità in cui l'incremento verticale di sforzo è minore del 10% dello sforzo verticale litostatico in situ.

Viene utilizzato il programma Settle3D (RocScience v4.0) per la valutazione dei cedimenti. Così facendo si ottengono i risultati indicati in Figura 14-8.



**Figura 14-7. Geometria rilevato di accesso spalla A - IV16 - H = 8m**



**Figura 14-8. Cedimenti su sezione rilevato H = 8 m (cedimenti alla base)**

I cedimenti dei rilevati, nelle condizioni di altezza massima pari a circa 8 m risulteranno dell'ordine di circa 4 cm in asse.

Per altezze di rilevato inferiori i cedimenti saranno dell'ordine di quelli sopra indicati, moltiplicati per il rapporto  $H_c/8$ , essendo  $H_c$  l'altezza corrente.

Data la natura dei terreni, i cedimenti avverranno in gran parte in fase di costruzione. Non sono prevedibili cedimenti secondari di entità significativa.

#### **14.6. PIANI DI POSA**

In relazione alle caratteristiche granulometriche dei materiali degli strati più superficiali è presumibile che i moduli di elasticità misurabili in prove di carico su piastra al p.c. locale dopo la realizzazione dello scotico e del rinterro soddisfino i requisiti previsti nei capitolati. Sotto tali presupposti si prevedrà la sola asportazione del terreno agrario per uno spessore di 50cm.

GENERAL CONTRACTOR



ALTA SORVEGLIANZA



Doc. N.

Progetto  
INOR

Lotto  
12

Codifica Documento  
E E2 RB IV 160 0 001

Rev.  
A

Foglio  
71 di 79

#### ***14.7. PROBLEMI ESECUTIVI***

Niente di rilevante

## 15. RIFERIMENTI BIBLIOGRAFICI

AGI Associazione Geotecnica Italiana (1984), Raccomandazioni sui Pali di Fondazione

Becci B., Cardella N. e Carni M. (2019) – “A numerical study of ultimate lateral capacity of pile groups” – *Proc. Conf. 7ICEGE*, Roma, pp. 1386-1393.

Bolton, M.D., (1986) “The strength and dilatancy of sands”, *Geotechnique*, 36, 1, 65-78.

Berezantzev. V. G. (1965). Design of Deep Foundations, 6th ICSMFE, vol. 2, pp. 234-237.

Broms, B.B. (1964) –Lateral Resistance of Piles in cohesionless soils –*Journ. Soil Mech. Found. Div.*, Proc. ASCE, Vol. 90, SM3, pp. 123-156

Callisto L. & Rampello S., (2013) “Capacity Design of Retaining Structures and Bridge Abutments with Deep Foundations”, *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, ASCE*, Vol. 139, No. 7, pp 1086-1095.

Cecconi M., Pane V., Isidori F. (2006) - Un'estensione della Teoria di Broms nel calcolo dei pali sollecitati da forze orizzontali. V Convegno Nazionale dei Ricercatori in Ingegneria Geotecnica, Bari, 15-16 settembre 2006, 295-311

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.

Ensoft, Inc. (2016) Group v2016 (v10) a program for the Analysis of Piles in a Group

Fleming W. G. K., Weltman A. J., Randolph M. F., Elson W. K., (1992) ‘*Piling Engineering*’, 2nd ed., Wiley & Sons, Inc

Fleming W. G. K., Weltman A. J., Randolph M. F., Elson W. K., (2009) ‘*Piling Engineering*’, 2nd ed., Taylor & Francis, Inc.

Franke E. (1988) “Group Action Between vertical piles under horizontal loads” *Proc. 1st International Geotechnical Seminar on Deep Foundations and Bored and Auger Piles*, Ghent State University.

Geocentrix Ltd. (2002). “Repute Version 1 Reference Manual”.

Gwizdala, K. (1984), Large Diameter Bored Piles In Non-Cohesive Soils. Determination Of The Bearing Capacity And Settlement From Results Of Static Penetration Tests (CPT) And Standard Penetration Tests (SPT), Swedish Geotechnical Institute ISSN: 1100-6692.

Itasca Inc. (2012) – FLAC 3D Version 6.0

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

MANDOLINI A., RUSSO G., VIGGIANI C. (1997) – Pali per la riduzione dei cedimenti. XVI CGT, Politecnico di Torino.

Marcuson, W. F. and Hynes, M. E. (1990), “Stability of Slopes and Embankments During Earthquakes”, Proc. *ASCE/Penn. DOT Geotechnical Seminar*, Hershey, Penn., April 10-11.

Matlock H. and Reese L.C. (1960). Generalised solutions for laterally loaded piles. *J. Soil Mech. and Found. Engng Div., ASCE*, 86(SM5).

Matsui T. (1993) – Case studies on cast-in-place bored piles and some considerations for design, *Proceedings 2nd Int. Seminar on Deep Foundations on Bored and Auger Piles*, Ghent, Balkema, Rotterdam, pp 77-102.

Meyerhof; G.G. (1976) Bearing capacity and settlement of pile foundations, *ASCE J. Geot. Engng. Div.*, 102(GT3): 197–228.

Mylonakis, G. & Gazetas, G. (1998). Settlement and additional internal forces of grouped piles in layered soil. *Géotechnique*, 48(1), 55-72.

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

O’Neill, M., W. and Reese, L. C. (1999) – *Drilled Shafts: Construction Procedures and Design Methods*, report no. FHWA-IF-99-05, U.S. Department of Trasportation, Federal Highway Administration

Patra, N. R. and Pise, P. J., 2001. Ultimate Lateral Resistance of Pile Groups in Sand. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, ASCE*, Vol.127, No. 6, pp. 481-487

Prakash, S. and Sharma, H. D. (1990) *Pile Foundations in Engineering Practice*, Wiley

Randolph M.F. (1981). The response of flexible piles to lateral loading. *Géotechnique*, 31(2), 247-259.

Randolph, M.F. (2003). Science and empiricism in pile foundation design: 43<sup>rd</sup> Rankine Lecture, *Géotechnique*, 53, 53(10): 847–875.

Randolph M.F. (2004). PIGLET: Analysis and design of pile groups. Users’ Manual, Version 5.1, Univ. Western Australia, Perth

Randolph M.F. and Wroth C.P. (1978). Analysis of deformation of vertically loaded piles. *J. of the Geot. Eng. Div., ASCE*, 104(GT12), 1465-1488

Reese, L. C. & Wright, S. J (1977): *Drilled shaft manual*, Vol. 1, Federal Highway Administration, Dept. of Transportation, Washington, July, 140 pp.

Viggiani C. (1999) *Fondazioni*, 2<sup>a</sup> ed., Hevelius

## 16. RISULTATI DELLE INDAGINI

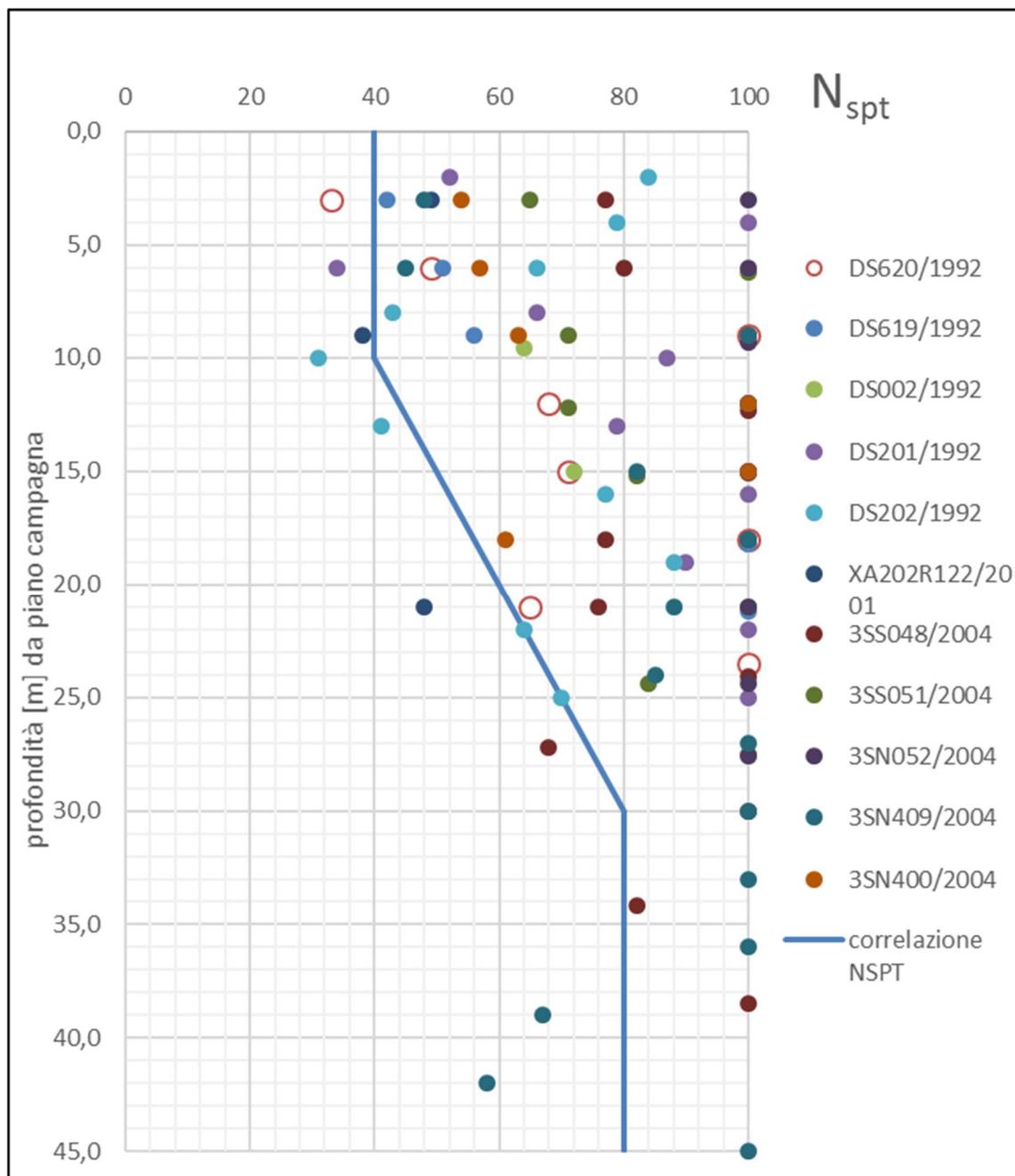
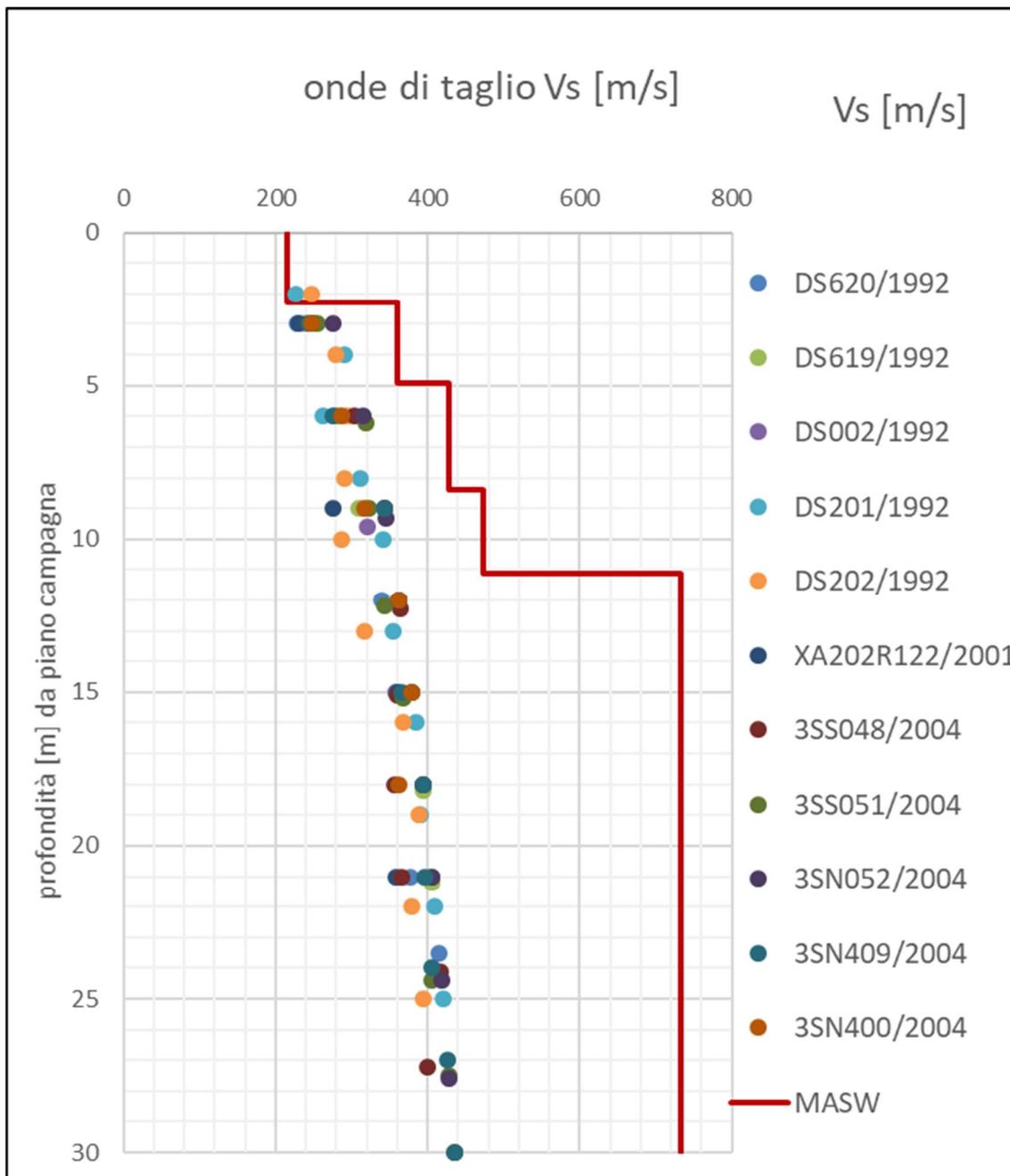
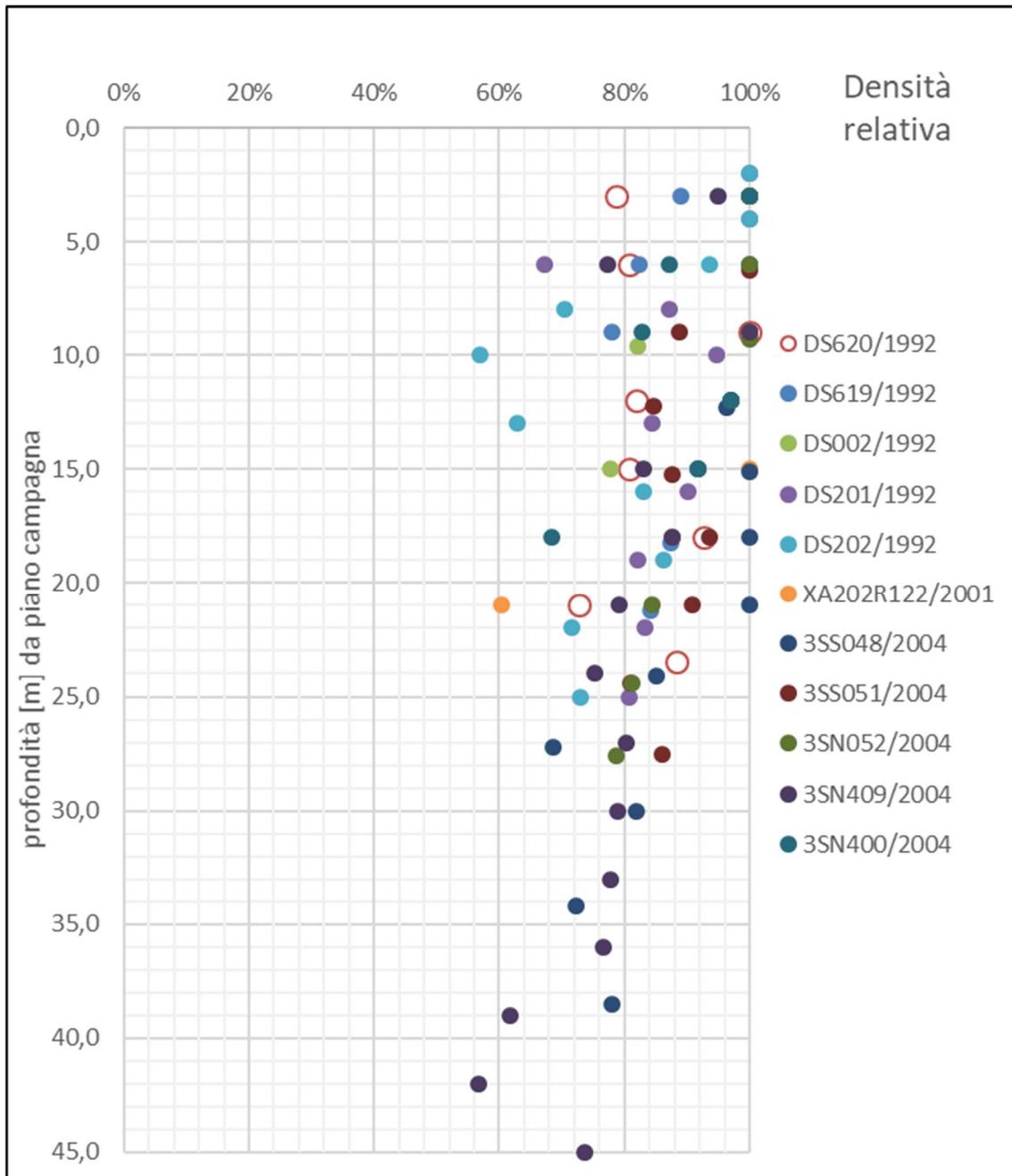


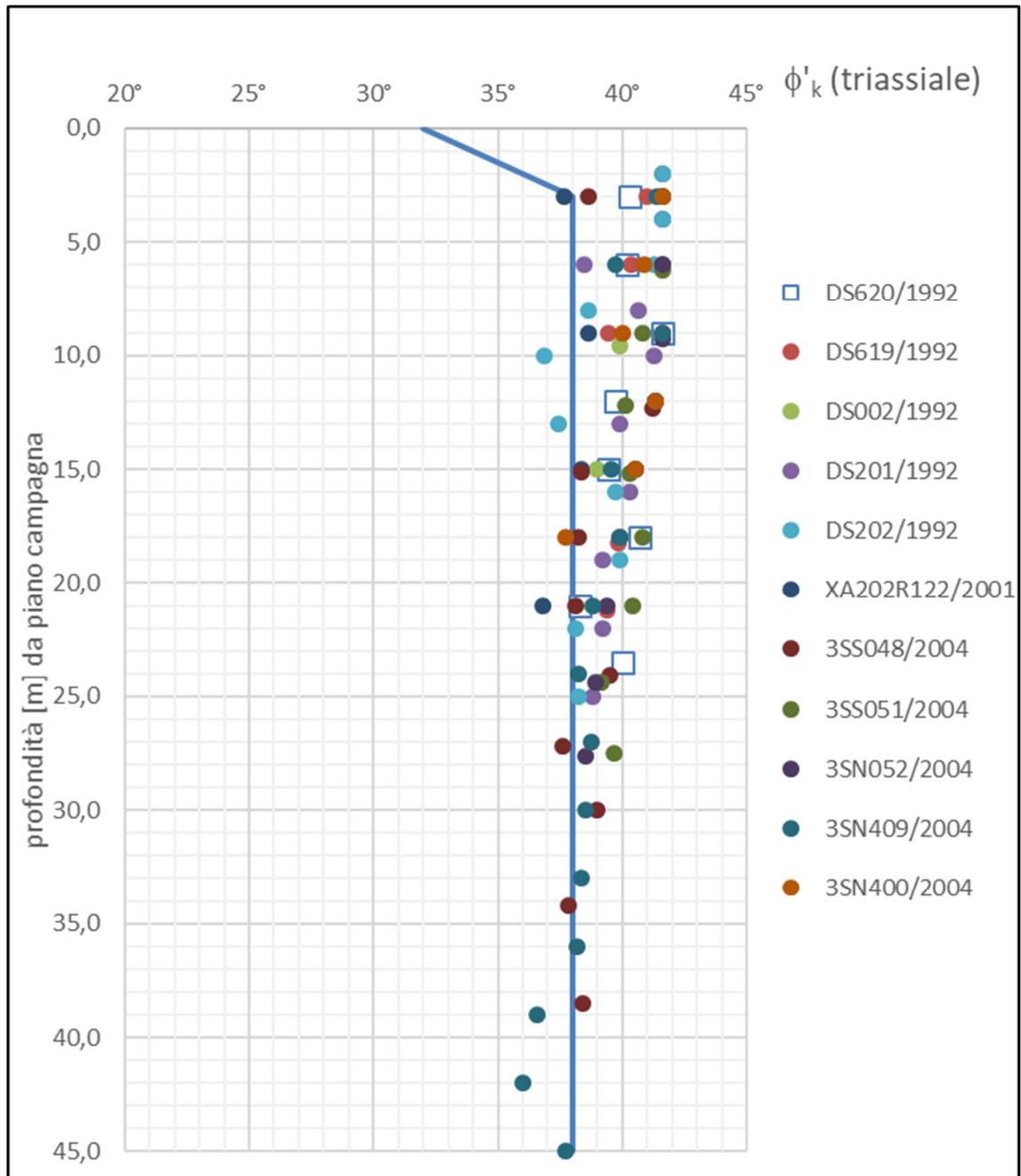
Figura 16-1: Andamento con la profondità di N<sub>spt</sub>



**Figura 16-2: Andamento con la profondità della velocità delle onde di taglio**



**Figura 16-3: Andamento con la profondità della densità relativa ricavata**



**Figura 16-4: Andamento con la profondità dell'angolo di resistenza al taglio**

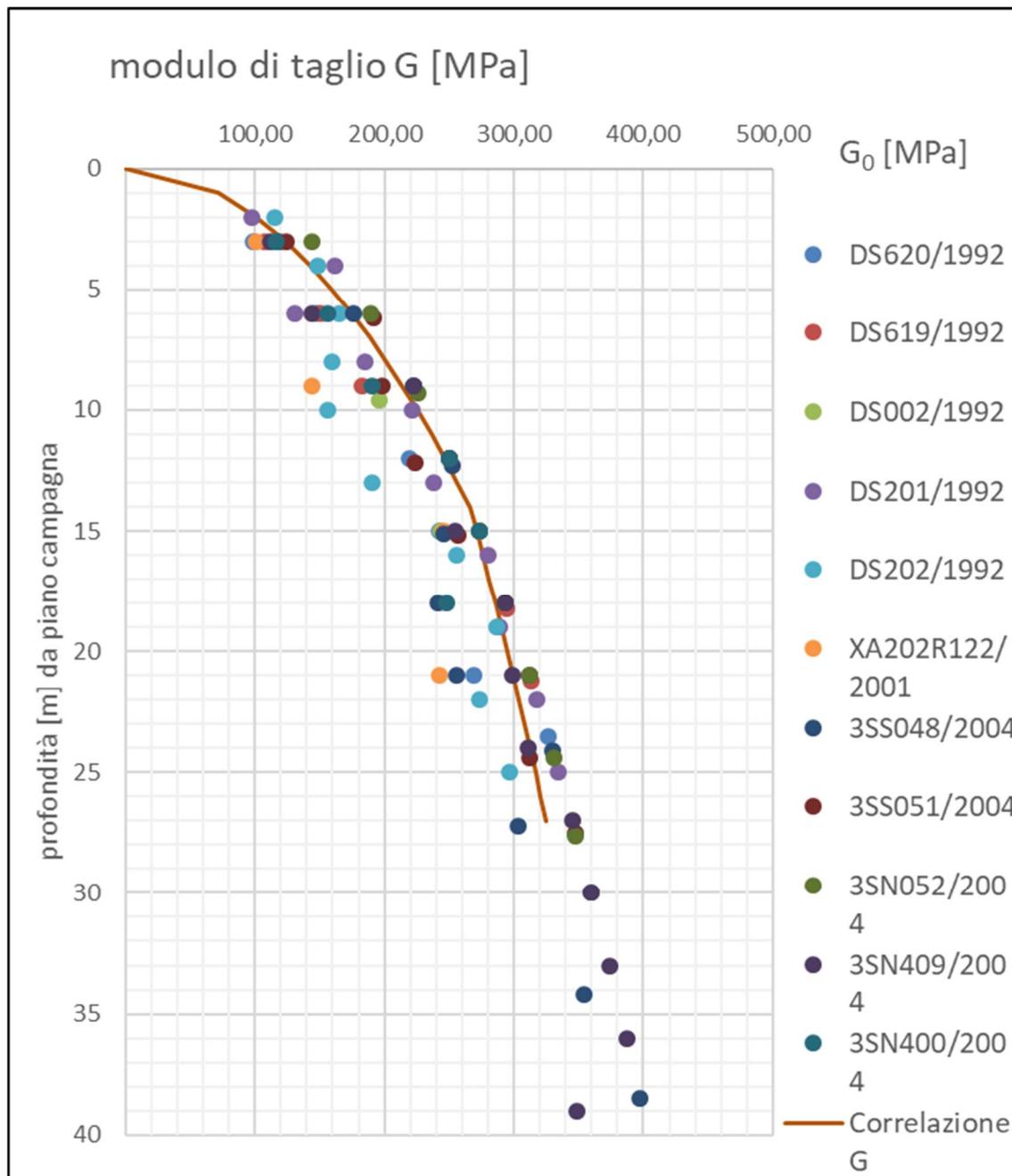


Figura 16-5: Andamento con la profondità del modulo iniziale  $G_0$



Laboratorio per l'esecuzione e la certificazione di indagini geognostiche, prelievo campioni e prove in sito ai sensi della Circ. 7619/STC  
Concessione del Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti - Presidenza del Consiglio Superiore dei LL.PP. - **Decreto n. 11244 del 30.11.2011**

---

**LINEA AV/AC TORINO-VENEZIA  
TRATTA MILANO-VERONA  
LOTTO FUNZIONALE BRESCIA-VERONA**

---

**INDAGINI GEOGNOSTICHE INTEGRATIVE PER IL  
PROGETTO ESECUTIVO**

**MASW IV16\_MASW\_001\_2018  
SINTESI DEI RISULTATI**

---

**Sede Legale:** Via Mantova, 307 - 25018 Montichiari (BS) - Partita I.V.A. e C.F. n. 02323360988

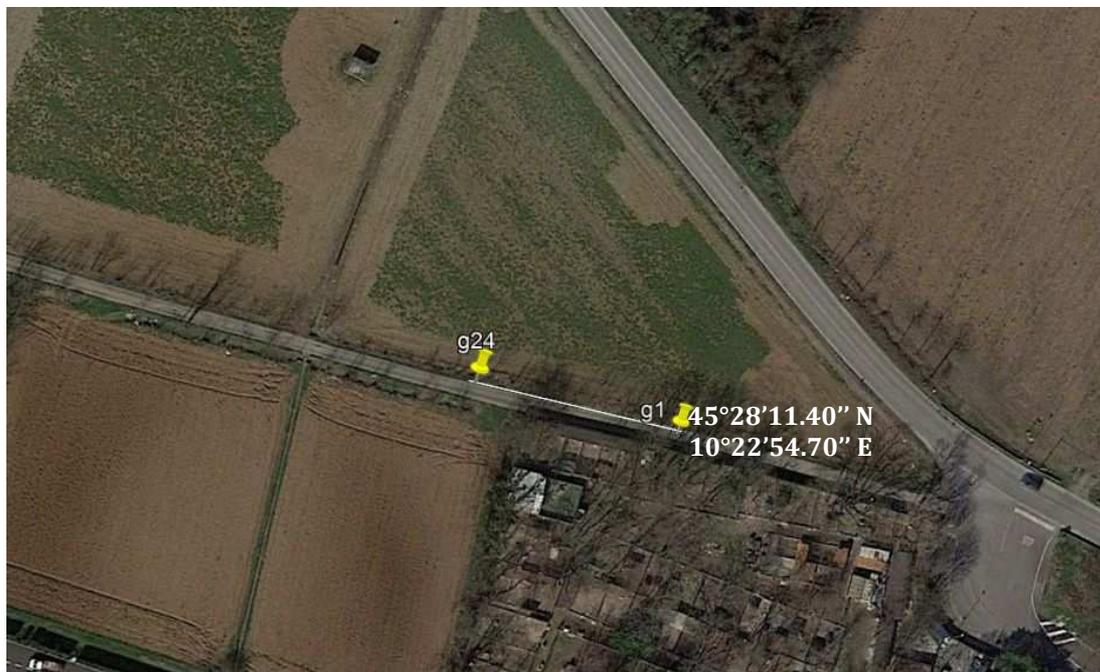
**Sede operativa :** Via Enrico Fermi, 18 - 25013 Carpenedolo (BS)

**Uffici :** Via Antonio Meucci, 26 - 25013 Carpenedolo (BS)

Tel.: 030.9983413 - Fax: 030.9698872 - web: <http://www.singea.it> - E-mail: [info@singea.it](mailto:info@singea.it) - PEC: [singea@pec.singea.it](mailto:singea@pec.singea.it)



## MASW IV16\_MASW\_001\_2018



Masw IV16\_MASW\_001\_2018 – Ubicazione stesa Masw



Masw IV16\_MASW\_001\_2018 – Stesa sismica

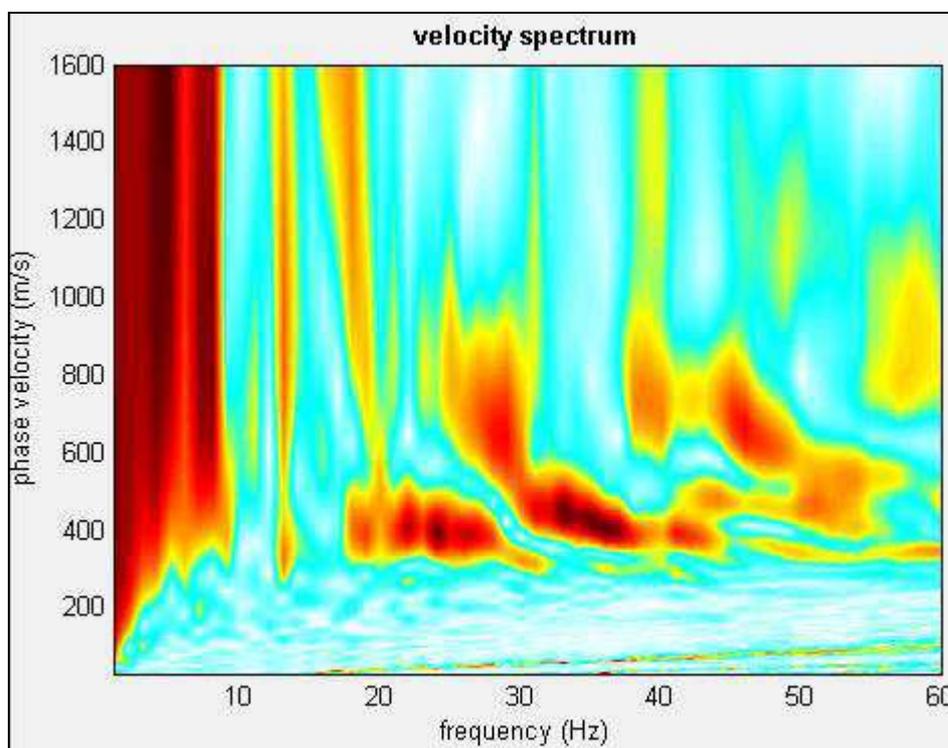


## 1. RISULTATI

L'analisi delle Onde di Rayleigh tramite metodo MASW, ha consentito di determinare gli spessori dei sismostrati e le relative velocità di taglio ( $V_s$ ), come riportato in tabella e relativo diagramma, permettendo di calcolare il valore  $V_{S-EQ}$  per la sezione indagata.

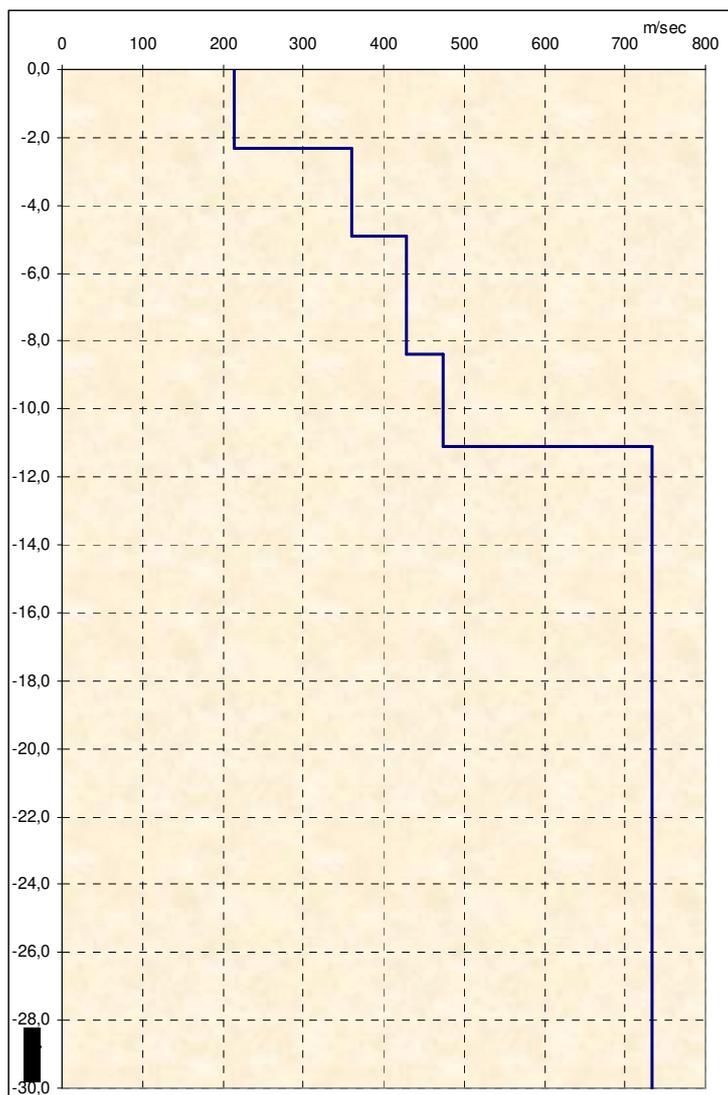
Per depositi con profondità  $H$  del substrato superiore a 30 m da quota fondazioni (come nel caso in oggetto), la velocità equivalente delle onde di taglio  $V_{S-EQ}$  è definita dal parametro  $V_{S-30}$ , ottenuto ponendo  $H=30$  m e considerando le proprietà degli strati di terreno fino a tale profondità (N.T.C. 2018 3.2.2).

I valori di  $V_{S-EQ}$  sono quindi riferiti ai primi 30 m a partire da piano campagna.



Masw IV16\_MASW\_001\_2018 – Curva di dispersion MASW

TABELLA SISMOSTRATIGRAFICA		
PROFONDITÀ DA P.C. (m)	SPESSORE (m)	VELOCITÀ ONDE S (m/sec)
-2,3	2,3	215
-4,9	2,6	360
-8,4	3,5	428
-11,1	2,7	473
-30,0	18,9	733



**Masw IV16\_MASW\_001\_2018** – Grafico velocità Vs profondità

Il valore  $V_{S-EQ}$  da piano campagna è **521 m/sec**.

Pertanto, la **categoria del litotipo equivalente è la 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 velocità equivalente compresi tra 360 m/s e 800 m/s.”*