

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


OV06 - RILOCALIZZAZIONE CANILE ESISTENTE NEL COMUNE DI CALCINATO – PK 108+634

Relazione Geotecnica

GENERAL CONTRACTOR	DIRETTORE LAVORI
Consorzio Cepav due Data: 29 MAG 2020	 Consorzio Cepav due Il Direttore del Consorzio (Ing. T. Taranta) Data: _____

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

PROGETTAZIONE							IL PROGETTISTA
Rev.	Descrizione	Redatto	Data	Verificato	Data	Progettista	Data
A	Emissione	Cardella	15.5.20	Becci	15.05.20	INGEGNERI ROBERTO CORONA P.A. 23076	15.05.20
B							
C							



 Data: 15.05.2020

CIG. 751447334A

File: INOR12EE2RBOV0600001A_10.docx



Progetto cofinanziato dalla Unione Europea

Stampato dal Service di plottaggio ITALFERR S.p.A. ALBA S.r.l.

CUP: F81H91000000008

GENERAL CONTRACTOR

Cepav due 

ALTA SORVEGLIANZA

 **ITALFERR**
GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE

Doc. N.

Progetto
INOR

Lotto
12

Codifica Documento
E E2 RB OV 060 0 001

Rev.
A

Foglio
2 di 33

INDICE

1. LISTA GENERALE DEI SIMBOLI	3
2. BREVE DESCRIZIONE DELL'OPERA	4
3. NORMATIVA E DOCUMENTAZIONE DI RIFERIMENTO	5
4. INDAGINI ESEGUITE.....	6
5. DESCRIZIONE STRATIGRAFICA	7
6. CONDIZIONI DELLA FALDA	8
7. STRATIGRAFIA DI PROGETTO.....	8
8. PARAMETRI GEOTECNICI DI PROGETTO.....	9
9. PROBLEMATICHE LEGATE AL SISMA	12
9.1. DEFINIZIONE DEL SISMA DI PROGETTO	12
9.2. VALUTAZIONE DELLA MAGNITUDO.....	15
9.3. STABILITÀ DEL SITO IN CONDIZIONI SISMICHE.....	16
10. INTERAZIONE TERRENO-STRUTTURA, CALCOLO DELLE FONDAZIONI.....	17
10.1. CRITERI DI VERIFICA PER LE ANALISI GEOTECNICHE	17
10.2. COEFFICIENTI PARZIALI	18
10.3. FONDAZIONI SUPERFICIALI- CAPACITÀ PORTANTE	18
10.4. FONDAZIONI SUPERFICIALI, VERIFICA A SCORRIMENTO.....	21
10.5. FONDAZIONI SUPERFICIALI, VERIFICA A RIBALTAMENTO.....	22
10.6. CALCOLO CAPACITÀ PORTANTE PLATEA DI FONDAZIONE	22
11. VALUTAZIONE DEI CEDIMENTI	26
12. PROBLEMATICHE CONNESSE ALLA REALIZZAZIONE DELL'OPERA E PRESCRIZIONI	27
13. RIFERIMENTI BIBLIOGRAFICI	28
14. RISULTATI DELLE INDAGINI	29

1. LISTA GENERALE DEI SIMBOLI

γ	=	Peso dell'unità di volume totale
γ'	=	Peso di volume efficace del terreno
PI	=	Indice di plasticità
ϕ'	=	angolo di attrito interno
ν	=	Rapporto di Poisson
E'	=	Modulo di Young
E _u	=	Modulo non drenato
M	=	Modulo confinato
E _{ed}	=	Modulo edometrico
C _u	=	Resistenza al taglio non drenata
c'	=	Coesione in termini di tensione efficace
F _s	=	Fattore di sicurezza
σ'_p	=	Tensione di preconsolidazione
q _u	=	Capacità portante ammissibile
z	=	Profondità del piano campagna
K ₀	=	Coefficiente di spinta a riposo
K _a	=	Coefficiente di spinta attiva
OCR	=	Grado di sovra consolidazione (GSC)
N _{spt}	=	Numero di colpi/30cm (Standard Penetration Test)
CPT	=	Prova penetrometrica statica
CPTU	=	Prova penetrometrica statica con piezocono
q _c	=	Resistenza di punta del penetrometro

2. BREVE DESCRIZIONE DELL'OPERA

Si prevede la rilocalizzazione del canile esistente di San Rocco – Calcinatello, posto attualmente in corrispondenza della posizione prevista per IV16. Il canile verrà spostato in affiancamento all'autostrada A4 Milano-Venezia in Via Campagna (planimetria d'intervento e planimetria indagini in **Figura 4-1**).

La struttura prevede, nel suo complesso, 180 box per animali, un'area adibita a spazio aperto, un parcheggio auto ed una struttura di servizio composta da 7 locali (ufficio direzionale, magazzino attrezzi, magazzino cibo, sala lavaggio, infermeria, ambulatorio e servizi igienici).

L'area occupa nel suo complesso 9304 m² ed è recintata da rete metallica, montata su cordolo di fondazione in calcestruzzo, e siepi ad alto fusto.

Si riporta di seguito una planimetria generale della struttura.

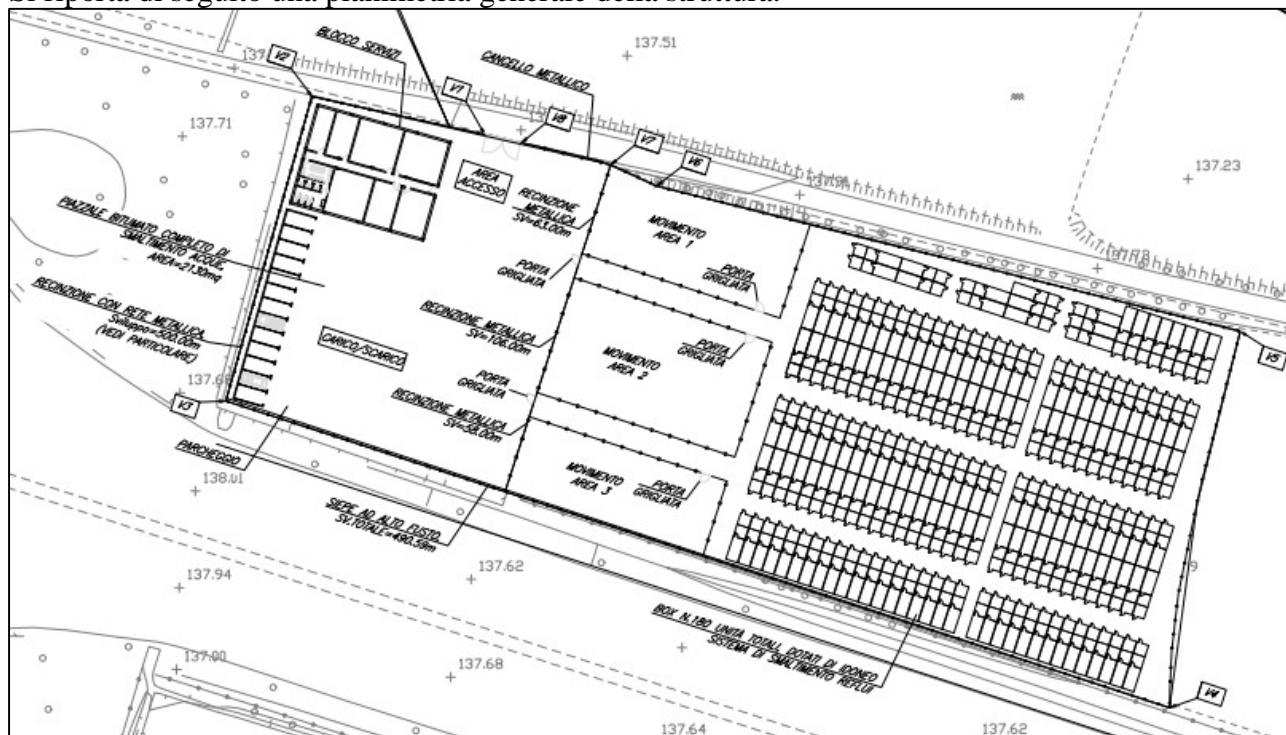


Figura 2-1: planimetria generale del canile

Con riferimento alla linea AV/AC l'opera è ubicata alla progressiva 108+634, 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 +137.0 m slmm.

GENERAL CONTRACTOR



ALTA SORVEGLIANZA



Doc. N.

Progetto
INOR

Lotto
12

Codifica Documento
E E2 RB OV 060 0 001

Rev.
A

Foglio
5 di 33

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. 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 4-1. Nel corso dei sondaggi sono state effettuate prove penetrometriche SPT e prelevati campioni rimaneggiati.

Tabella 4-1

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 ⁽¹⁾ TA = Tubo Aperto ⁽²⁾
DS620	1992	+ 136.20	25.0	-
DS203	1992	+ 136.50	30.0	-
DS202	1992	+ 135.30	25.0	TA
XA202R122	2001	+ 136.99	30.0	TA
3SN400	2004	+ 137.23	25.0	-
3SS409	2004	+ 138.01	50.0	TA
IV16_MASW_001	2018	p.c.	-	-

Di seguito la planimetria di ubicazione delle indagini appena riportate.

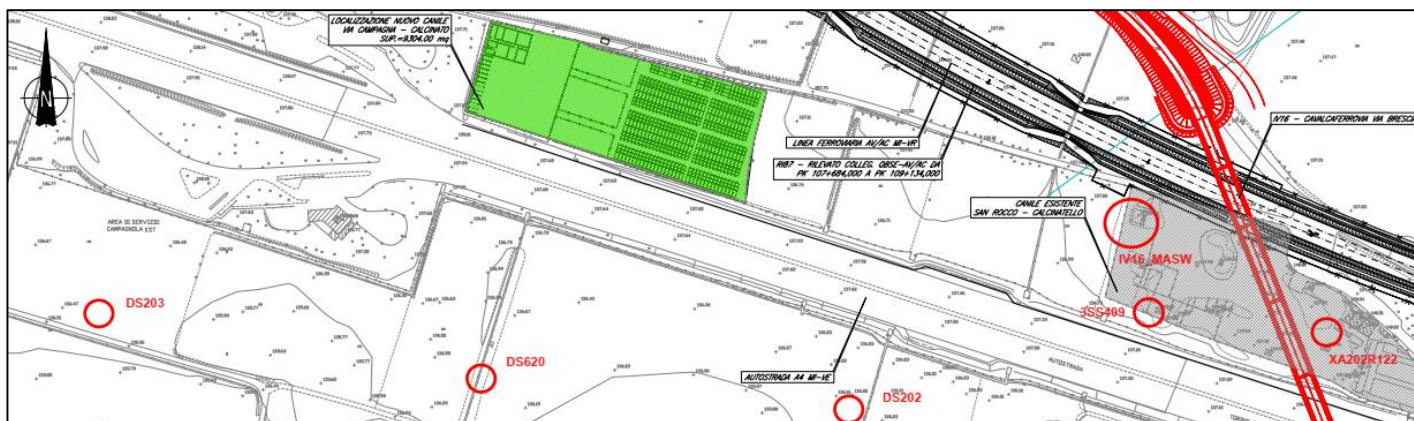


Figura 4-1: OV06 – planimetria indagini

5. 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 5-1**.

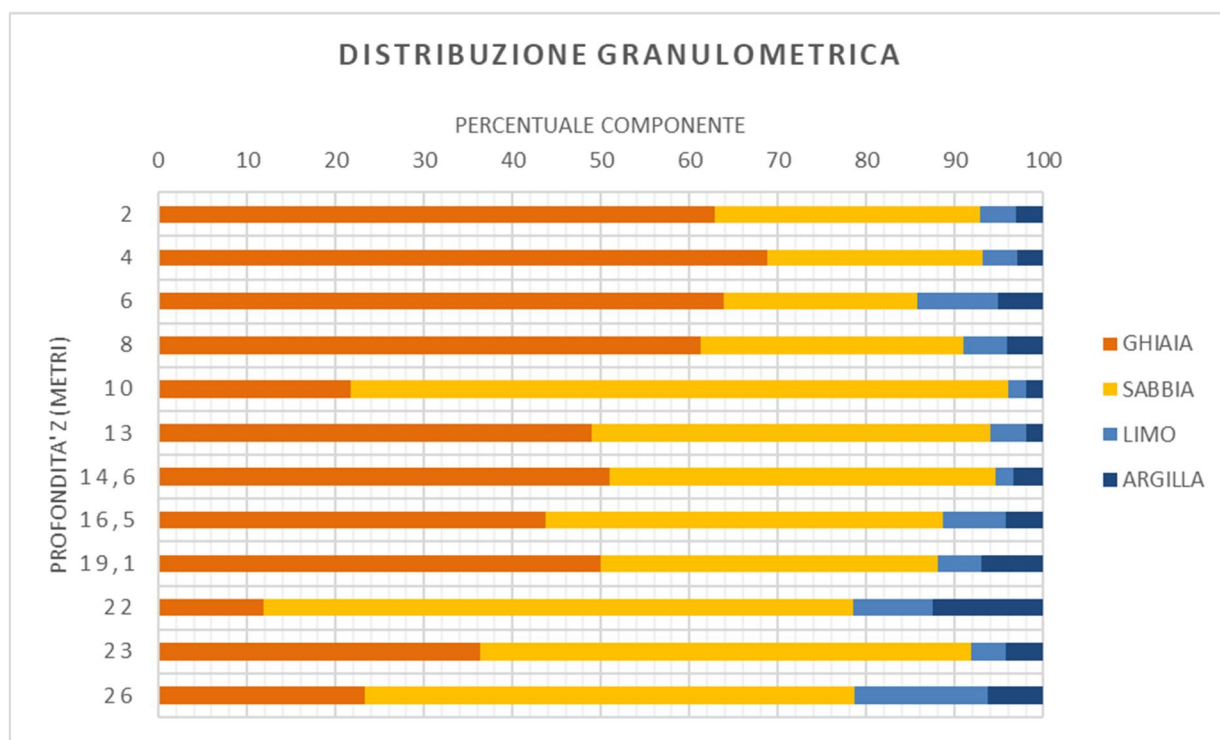


Figura 5-1: OV06 – analisi granulometriche

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

6. CONDIZIONI DELLA FALDA

Nella Tabella 6-1 si riportano le soggiacenze della falda misurate nei sondaggi attrezzati con piezometri (vedi la Tabella 4-1) 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 6-1

Sondaggio (Denomin.)	Quota Bocca foro (m s.l.m.m.)	Soggiacenza (m da boccaforo)	Quota assoluta (m s.l.m.m.)
XA202R122	+ 136.99	29.28	+ 107.71

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

7. STRATIGRAFIA DI PROGETTO

Sulla base della descrizione stratigrafica riportata si assume la stratigrafia di progetto riportata nella Tabella 7-1.

Tabella 7-1

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

8. 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 14-1) e delle analisi granulometriche effettuate sui campioni rimaneggiati (**Figura 5-1**).

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 8-1 (in accordo a quanto riportato dalla Figura 14-2 alla Figura 14-5).

Tabella 8-1

Parametri	Strato superficiale	Strato 2
Profondità da p.c.	Circa 2m	tra 0.5 e 40 m
Natura	Granulare (sabbie e ghiaie)	Granulare (sabbie e ghiaie)
γ (kN/m ³)	19	19
D_r (%)	> 60	> 60
(e_{max} - e_{min})	0.35	0.35
ϕ_k (°)	32	38
ϕ_{cv} (°)	32	35
k_o (-)	0.5	0.5
v_s (m/s)	200	200÷600
E (MPa)	40	50÷160

Simbologia:

γ = Peso di volume;

D_r = Densità relativa;

ϕ_k = Angolo di attrito caratteristico;

ϕ_{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;

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

Orizzonti granulari

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

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

$(e_{max} - e_{min})$ stimato dalla seguente Figura 8-1, sempre tratta dal citato riferimento.

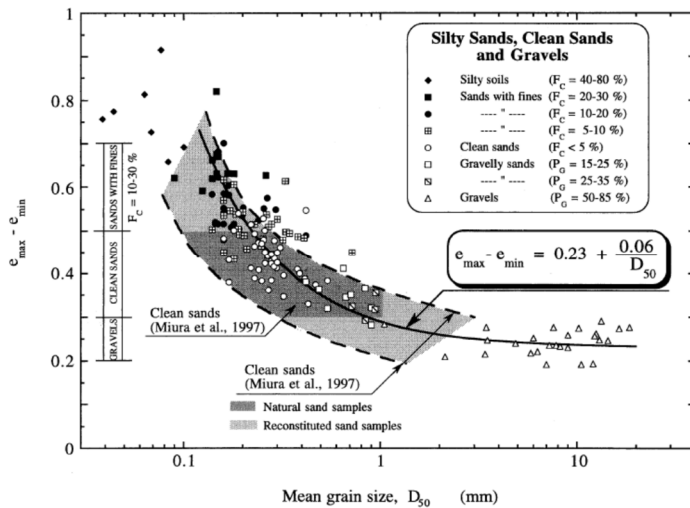


Table 2. Typical values of the void ratio range for silty sands, clean sands and gravels

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

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

Figura 8-1. 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 8-2

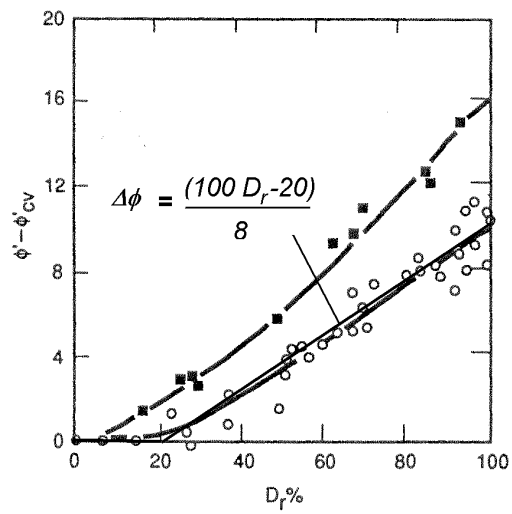


Figura 8-2: modificata da Fleming et al (1992)

9. PROBLEMATICHE LEGATE AL SISMA

9.1. 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 9-2) 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 9-1)

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 9-1. Parametri sismici di riferimento

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

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

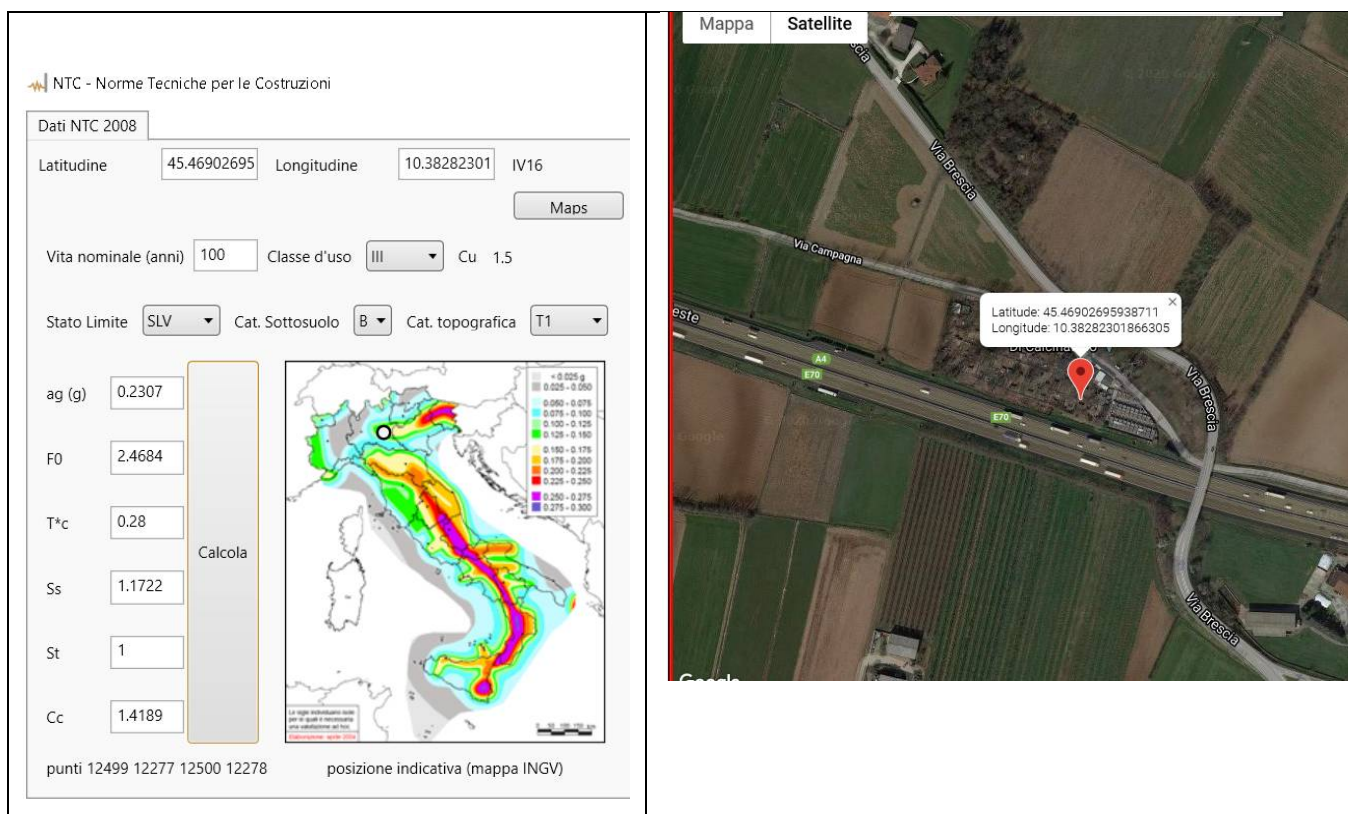


Figura 9-1 – calcolo parametri sismici per OV06

Doc. N.

Progetto
INOR

Lotto
12

Codifica Documento
E E2 RB OV 060 0 001

Rev.
A

Foglio
14 di 33

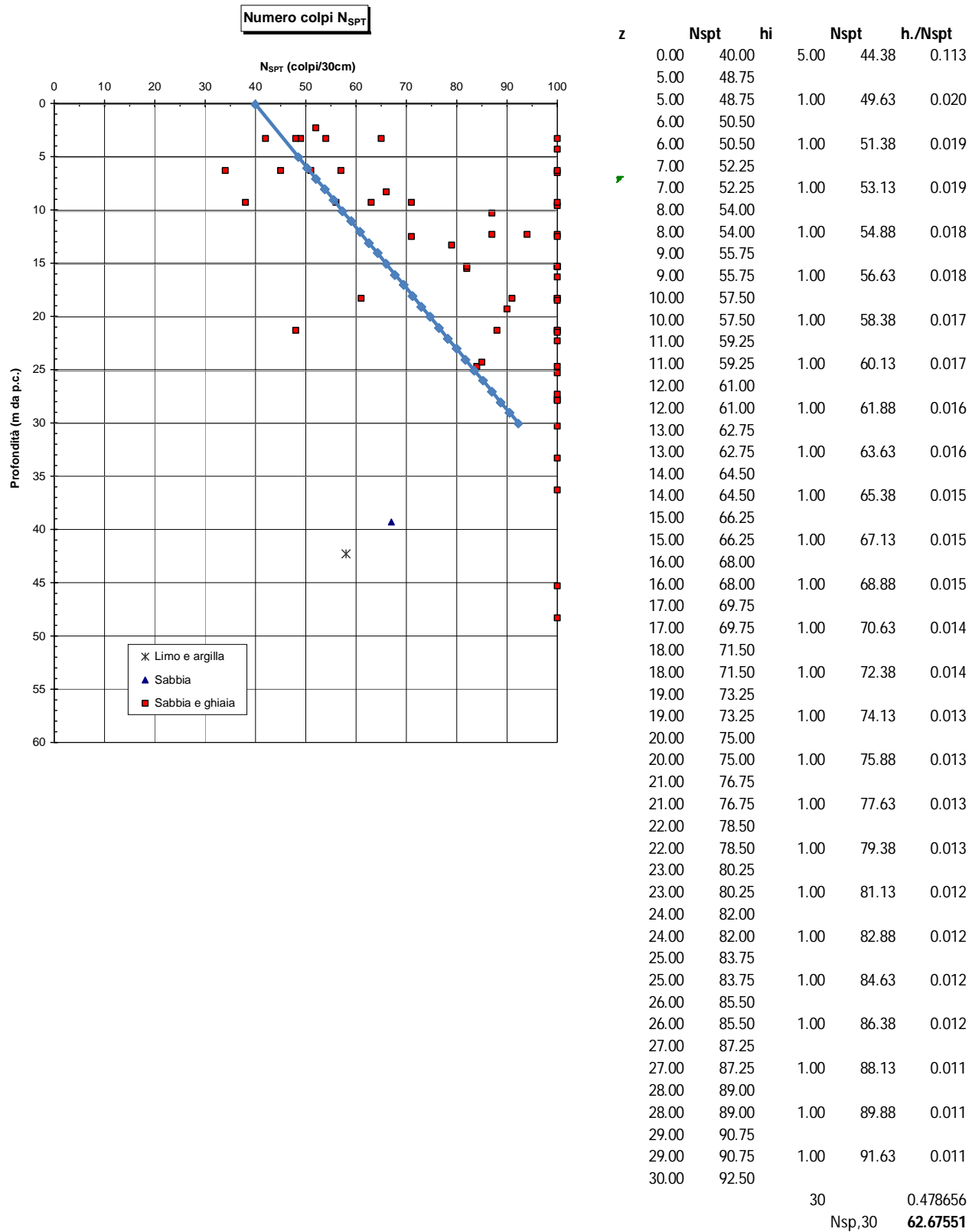


Figura 9-2 : OV06 - calcolo N_{spt,30}

9.2. 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.

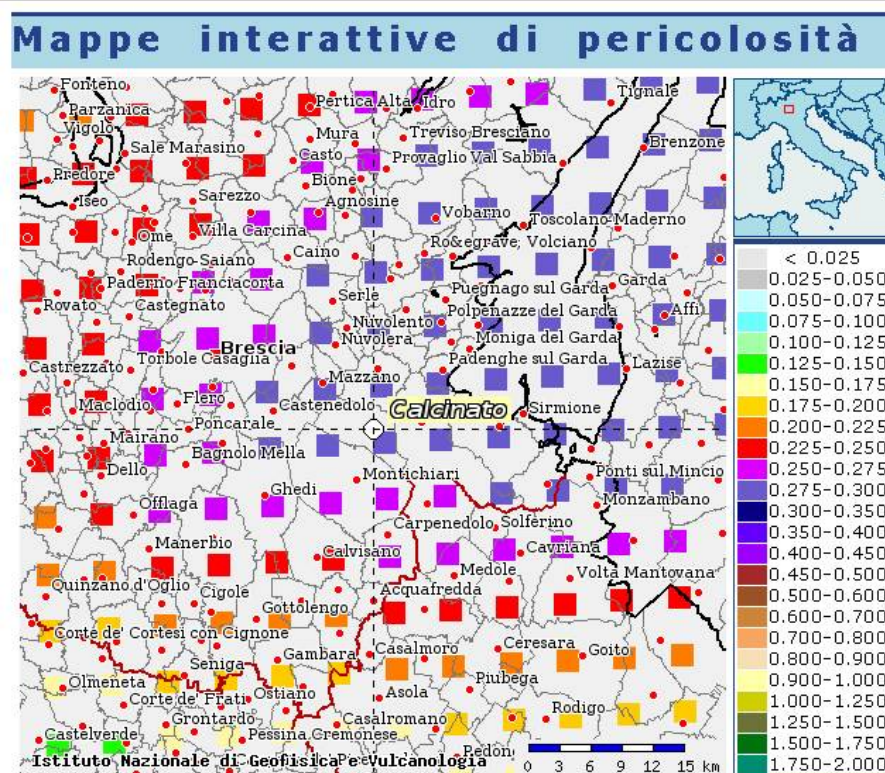


Figura 9-3: estratto mappa sismica INGV

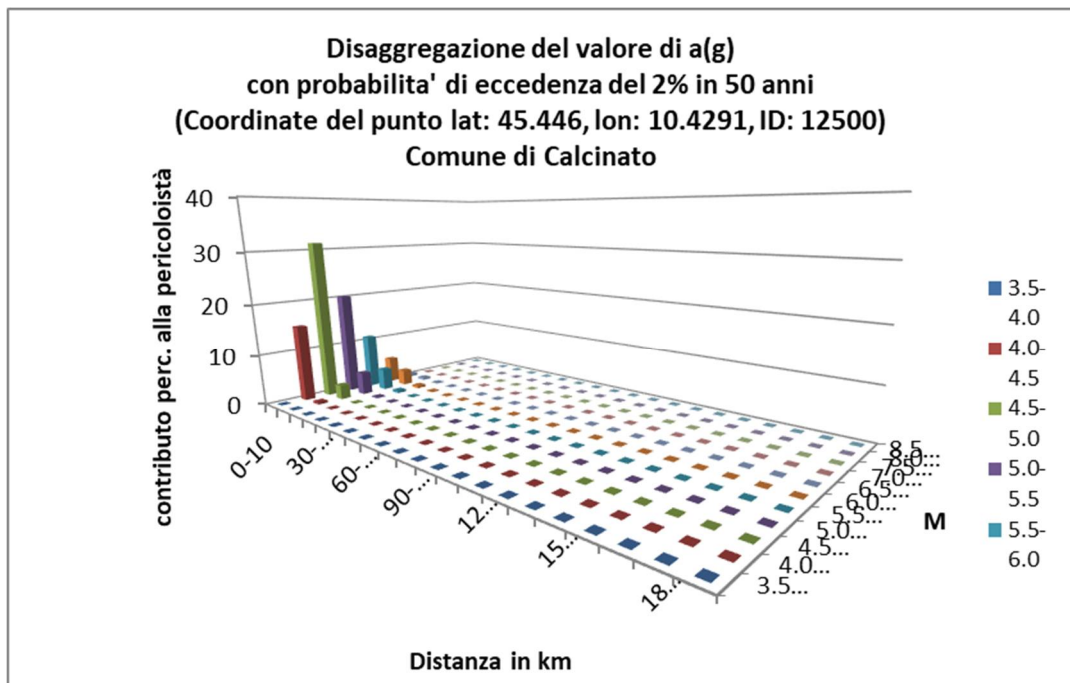


Figura 9-4: Contributi specifici magnitudo-distanza alla pericolosità sismica – Calcinato (Bs)

9.3. 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. INTERAZIONE TERRENO-STRUTTURA, CALCOLO DELLE FONDAZIONI

10.1. Criteri di verifica per le analisi geotecniche

Le verifiche geotecniche devono essere svolte, nell'ambito della normativa oggi vigente. Il metodo di verifica agli stati limite adottato consiste in un approccio di tipo semiprobabilistico in base al quale le azioni e le resistenze di progetto vengono definiti sulla base dei valori caratteristici applicando coefficienti parziali come di seguito definito:

$$\text{Azioni:} \quad F_d = (F_k \cdot \Psi) \cdot \gamma_F$$

$$\text{Proprietà del terreno (resistenza):} \quad X_d = X_k / \gamma_M$$

$$\text{Resistenza del terreno:} \quad R_d = R_k / \gamma_R$$

Dove:

F indica genericamente una azione

Ψ indica un fattore ≤ 1 che viene definito nell'ambito della combinazione di carico prescelta.

X indica genericamente un parametro di resistenza del terreno (c' , ϕ' , c_u , q_u)

R indica genericamente la resistenza limite calcolata

$\gamma_F \gamma_M \gamma_R$ indicano i coefficienti parziali

Non vengono invece applicati coefficienti parziali alle seguenti quantità:

- Geometria del problema (con l'eccezione della eccentricità minima delle fondazioni dirette e della quota di fondo scavo nelle paratie)
- Parametri elastici (E, E_u , ν , ecc.)
- Pesi di volume del terreno

Una volta definite le quantità di progetto si verifica che valga la relazione del tutto generale di cui al seguito:

$$E_d \leq R_d$$

Dove:

$$E_d = E_d(F_k \cdot \Psi \cdot \gamma_F) = \text{Effetti delle azioni}$$

$$R_d = 1/\gamma_R \cdot R_d(F_k \cdot \Psi \cdot \gamma_F, X_k / \gamma_M) = \text{Resistenza del terreno}$$

Si osserva che:

1. La resistenza di calcolo include anche gli effetti delle azioni ($F_k \cdot \Psi \cdot \gamma_F$) in quanto queste possono variarne la resistenza: si pensi al caso della portata limite del terreno nel caso di una fondazione diretta.
2. Dove risulta impossibile applicare i coefficienti parziali alle azioni (spinta dell'acqua e/o della terra) gli stessi coefficienti possono essere applicati agli *effetti delle azioni* ovvero si può scrivere:

$$E_d = E_d(F_k \cdot \Psi \cdot \gamma_F) \quad \leftrightarrow \quad E_d = \gamma_F \cdot E_d(F_k \cdot \Psi)$$

10.2. Coefficienti parziali

Si assume come riferimento il DM 14/01/2008 che definisce 2 set di coefficienti parziali (γ_M) sulla resistenza del terreno (M_1 e M_2), 2 set di coefficienti parziali (γ_F) sulle azioni (A_1 e A_2) come riassunto in tabella n.3.1.

	γ_F				γ_M			
	Permanenti (γ_G)		Accidentali (γ_Q)		tan(ϕ')	c'	c _u	q _u
	Sfavorevoli	Favorevoli	Sfavorevoli	Favorevoli				
SLE	1.0	1.0	1.0	0	1.0	1.0	1.0	1.0
SLU-1 (M₁+A₁)	1.4	1.0	1.5	0	1.0	1.0	1.0	1.0
SLU-2 (M₂+A₂)	1.0	1.0	1.3	0	1.25	1.25	1.4	1.6
SISMA	1.0	1.0	1.0	0	1.25 ⁽¹⁾	1.25 ⁽¹⁾	1.4 ⁽¹⁾	1.6 ⁽¹⁾

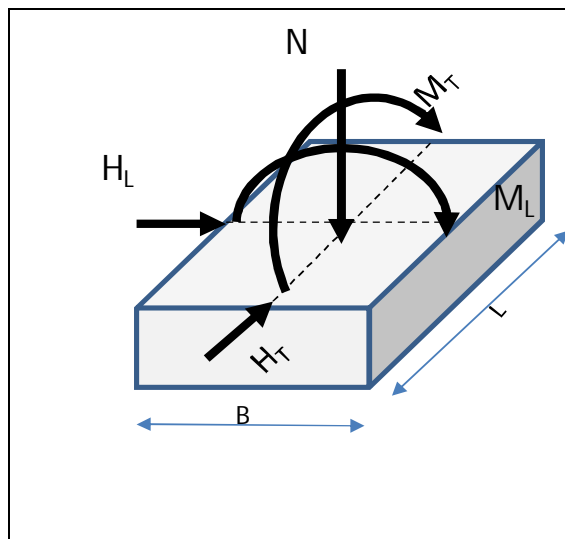
(¹) – In mancanza di indicazioni specifiche i γ_M vengono definiti in analogia a prEN1998-5:2003

Tabella 10-1: Coefficienti parziali su azioni e parametri da DM 14/01/2008

Per il dettaglio dei coefficienti da utilizzare si rimanda ai capitoli di cui al seguito.

10.3. Fondazioni superficiali- capacità portante

In questo caso, caratterizzando la resistenza del terreno secondo il criterio di Mohr Coulomb, si adotta la formula di Brinch-Hansen specializzata al caso terreni granulari, per fondazioni per le quali le azioni orizzontali H ed i momenti M agiscono, insieme con le azioni verticali V.



N = azione assiale (comprensiva del peso del plinto e depurata dell'eventuale sottospinta dell'acqua, se presente)

H_L, M_L = azione orizzontale e flettente nel piano parallelo alla dimensione minore B

H_T, M_T = azione orizzontale e flettente nel piano parallelo alla dimensione maggiore L

$$H = \sqrt{H_L^2 + H_T^2}$$

Figura 10-1: simbologia plinto isolato

Nel caso in esame, assumendo un piano di posa ed un piano campagna sostanzialmente orizzontali, le relazioni generali che permettono di calcolare i vari coefficienti che concorrono alla capacità portante possono essere espresse dalle seguenti relazioni, con coefficienti in accordo con l'Appendice D dell'Eurocodice 7:

$$q_u = \frac{R_u}{A_{\text{eff}}} = c' \cdot N_c \cdot s_c \cdot i_c \cdot b_c \cdot (d_c \cdot g_c) \cdot [z_c] +$$

$$+ q \cdot N_q \cdot s_q \cdot i_q \cdot b_q \cdot (d_q \cdot g_q) \cdot [z_q] +$$

$$+ \frac{1}{2} \cdot B' \cdot \bar{\gamma} \cdot N_\gamma \cdot s_\gamma \cdot i_\gamma \cdot b_\gamma \cdot (d_\gamma \cdot g_\gamma) \cdot [z_\gamma]$$

$$q_{u,d} = \frac{q_u}{\gamma_R} \quad \text{con } \gamma_R = 1.80 \text{ per APPRIOCIO 1 COMB2 (A2+M2 + C2)}$$


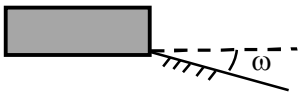
dove

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

B' = larghezza efficace minore della fondazione ($B - 2 e_L$), con $e_L = M_L / N = B'$

L' = dimensione efficace maggiore della fondazione ($L - 2 e_T$), con $e_T = M_T / N = L'$

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

$N_q = e^{\pi \cdot \tan(\phi)} \cdot \tan^2\left(\frac{\pi}{4} + \frac{\phi}{2}\right)$	$N_\gamma = 2 \cdot (N_q - 1) \cdot \tan(\phi)$	$N_c = (N_q - 1) \cdot \cot \phi$
$s_q = 1 + \frac{B'}{L} \cdot \sin(\phi)$ $s_\gamma = 1 - 0.30 \frac{B'}{L}$ $s_c = \frac{s_q \cdot N_q - 1}{N_q - 1}$	$b_c = b_q - \frac{(1 - b_q)}{N_c \cdot \tan \phi}$ $b_q = b_\gamma = (1 - \alpha \cdot \tan \phi)^2$	
$i_c = i_q - \frac{(1 - i_q)}{N_c \cdot \tan \phi}$ $i_q = \left(1 - \frac{H}{V + A_{\text{eff}} \cdot c' \cdot \cot \phi}\right)^m$ $i_\gamma = \left(1 - \frac{H}{V + A_{\text{eff}} \cdot c' \cdot \cot \phi}\right)^{m+1}$	$m = m_L \cos^2 \theta + m_B \sin^2 \theta$	$\cos \theta = H_L / H_B$ $m_B = \frac{2 + B' / L'}{1 + B' / L'}$ $m_L = \frac{2 + L' / B'}{1 + L' / B'}$
$d_q = 1$	$d_\gamma = 1$	$d_c = 1$
$g_c = g_q - \frac{(1 - g_q)}{N_c \cdot \tan \phi}$	$g_q = g_\gamma = (1 - \tan \omega)^2$	

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

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

con k_h = coefficiente d'intensità sismica prescelto, da assumersi pari al valore $\beta \cdot a_{\text{max}}(\text{SLV})$ con $\beta = 0.18 \div 0.20$

La valutazione della resistenza ultima va fatta, di norma, nell'ambito della combinazione **A2+M2+R2** (**Approccio 1**). In questo caso occorre considerare un angolo d'attrito di progetto affetto dall'opportuno coefficiente parziale dividere il valore di q_u per un coefficiente $\gamma_R = 1.8$.

Alternativamente è possibile usare l'Approccio 2: in questo caso $\gamma_R = 2.3$ ed i coefficienti parziali γ_M sono pari a 1.

Nell'applicazione del metodo, si raccomanda di tenere conto dei seguenti aspetti:

- La presenza di azioni flettenti alla base della fondazione sarà messa in conto riducendo opportunamente le dimensioni dell'impronta della fondazione, ossia riportandosi ad una fondazione equivalente centrata sulla verticale di applicazione del carico,
- il contributo legato al sovraccarico laterale q tramite il coefficiente N_q dovrà tener conto dell'effettivo valore di sovraccarico in genere rappresentato dal terreno sicuramente previsto ai lati della fondazione in modo permanente. Tale sovraccarico dovrà rispecchiare le effettive ipotesi progettuali da indicarsi chiaramente sugli elaborati progettuali.
- il contributo legato al peso del terreno tramite il coefficiente N_{γ} dovrà tener conto dell'eventuale presenza della falda di progetto interferente con la fondazione in esame. Questo aspetto può essere messo in conto definendo un peso specifico medio equivalente come indicato in Contributo del peso del terreno: il peso specifico che appare nell'equazione generale, moltiplicato per N_{γ} , va assunto come segue:

$\gamma = \gamma_d$ se la falda è sufficientemente profonda

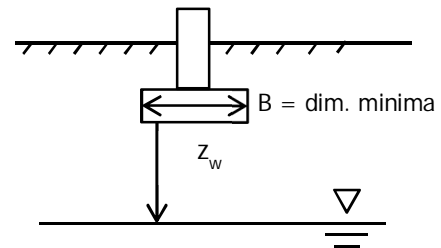
$\gamma = \gamma'$ se la falda raggiunge la quota d'imposta delle fondazioni

$\gamma = \bar{\gamma}$ in situazioni intermedie, con

$$\bar{\gamma} = \gamma' + \frac{z_w}{B} \cdot (\gamma_d - \gamma') \leq \gamma_d$$

$\gamma_d =$ peso secco

$\gamma' =$ peso sommerso = $\gamma_{sat} - \gamma_w$



10.4. Fondazioni superficiali, verifica a scorrimento

La verifica si esprime imponendo il rispetto della seguente condizione:

$$E_d \leq R_d$$

dove:

$E_d =$ azione orizzontale sollecitante (normale al piano di posa delle fondazioni e le azioni sismiche dovute alla massa della fondazione)

$R_d =$ resistenza a scorrimento che, nel caso in esame, è espressa come

$$R_d = \mu_d \times N \text{ con}$$

$$\mu_d = \tan(\phi_k) / \gamma_{\phi} / \gamma_R = 1.1$$

$N =$ azione di compressione allo SLU considerato

10.5. Fondazioni superficiali, verifica a ribaltamento

In maniera formalmente identica, la verifica si esprime imponendo il rispetto della seguente condizione

$$E_d \leq R_d$$

10.6. Calcolo capacità portante platea di fondazione

Con riferimento ai criteri riportanti al paragrafo 10.3, si riporta nel seguito il calcolo della capacità portante, svolto convenzionalmente con riferimento alla platea maggiore:

- si ipotizza un angolo di attrito caratteristico uniforme, cautelativamente pari a 32° .
- Si assume assenza di falda.
- il contributo alla capacità portante fornito dal sovraccarico ai lati della fondazione è posto pari a 8 kPa.

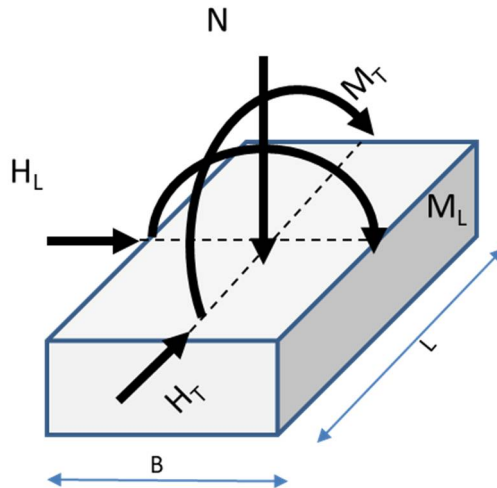


Figura 10-2. Schema di riferimento azioni a base fondazione

Come è possibile evincere dagli elaborati strutturali, si prevedono fondazioni nastriformi a trave rovescia e cordoli di collegamento interni. Si riporta uno stralcio di elaborato grafico in Figura 10-3.

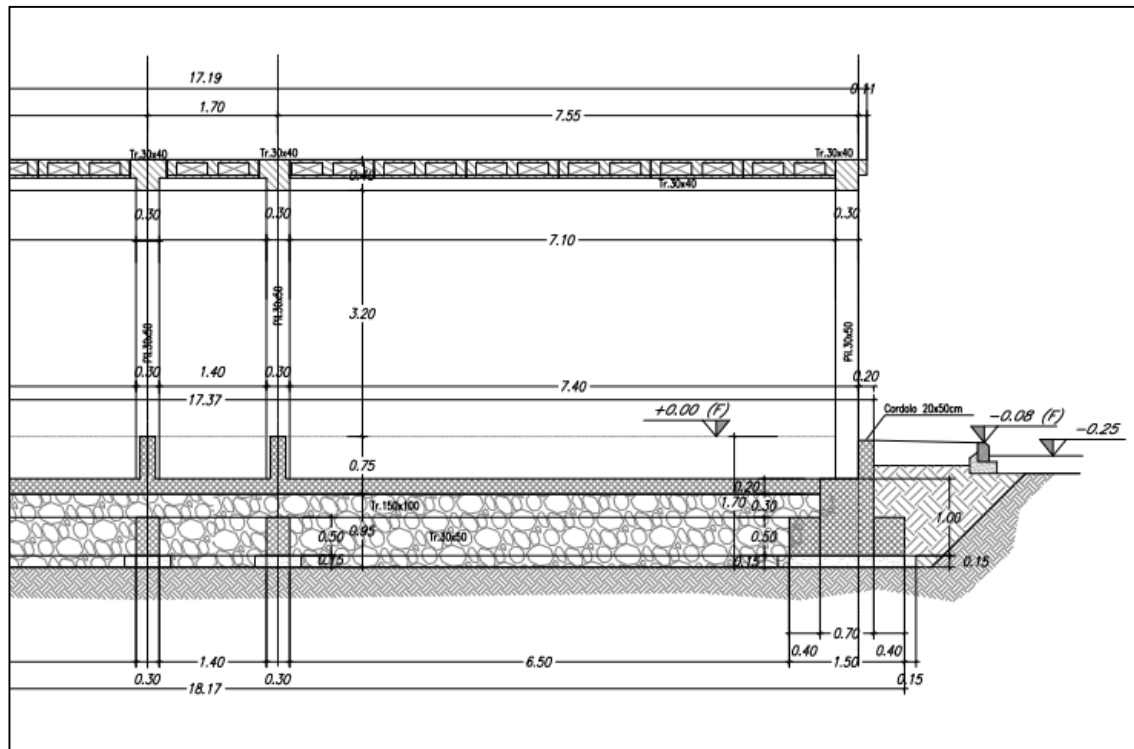


Figura 10-3: stralcio del sistema fondazionale previsto

Terreno di fondazione:

- $\gamma = 20 \text{ kN/m}^3$
- $\varphi' = 32^\circ$
- falda = assente

Geometria fondazione:

- $B = 1.50 \text{ m}$
- $H = 1.0 \text{ m}$

Dai risultati ottenuti, mostrati in Figura 10-4, la resistenza media di progetto al piano di posa delle fondazioni, in condizioni statiche e sismiche (in condizioni sismiche è stato assunto un carico orizzontale pari al 10% del carico verticale), per la geometria di trave rovescia prevista, risulta pari a quanto riportato alla seguente tabella:

CASO DI VERIFICA	Resistenza medio di progetto
Condizione STATICA	252.2 kPa
Condizione SISMICA	233.0 kPa

CALCOLO FONDAZIONI DIRETTE - S.L.U. Secondo NTC 2008 - EQUAZIONI Secondo Eurocodice 7 EB 1997-1:2003 App
rev.1 marzo 2018

TITOLO:

FONDAZIONI A PLINTO

DESIGN ASSUMPTION

piano campagna sostanzialmente orizzontale

DA2

Approccio 2 (A1+M1+R3)

angolo d'attrito caratteristico ϕ'_k

32 * 0,559 rad

VERIFICA IN CONDIZIONI

coesione c'

0 kPa

DRENATE

angolo d'attrito caratteristico ϕ'_k alla base

32 * 0,559 rad

coesione alla base c'

0 kPa

coefficiente γ_ϕ

1,00

coefficiente $\gamma_{c'}$

1,00

coefficiente γ_k capacità portante

2,30

coefficiente γ_k scorrimento

1,10

angolo d'attrito di design ϕ'_d

32,00 * 0,559 rad $\tan(\phi'_d) = 0,625$

coesione di design c'_d

0,00 kPa

coeff. attrito di design μ'_d

0,62

coesione alla base di design

0,00 kPa

Dimensione minore B[m] (LONGITUDINALE)

1,5 m

Dimensione maggiore L [m] (TRASVERSALE)

100 m

Profondità da piano campagna D [m]

0 m **(NB: coefficiente correttivo per rapporto D/B non considerato)**

q^* = carico permanente ai lati

8 kPa

γ = peso specifico medio sotto la fondazione

19 kN/m³ (valore da stabilirsi in base alla profondità di falda)

opzione calcolo coeff. S_q e S_γ

1 **(0= Lancellotta ecc, 1= originale EC7)**

si useranno le formule originarie di EC7

Peso specifico medio Plinto (BxLxD)

25 kN/m³

Peso proprio plinto [kN]

0 kN

CALCOLI PRELIMINARI: coefficienti di capacità portante indipendenti dai carichi

$N_q = 23,18$ $g_q = 1$

$N_\gamma = 27,72$ $g_\gamma = 1$

$N_c = 35,49$ $g_c = 1$

Approccio 2 (A1+M1+R3)

Azioni a base plinto (SLU)

COMB	N kN	H_L kN	H_T kN	M_L kNm	M_T kNm	k_h [g]	N_{tot} kN	H_{tot} kN	$M_{L,tot}$ kN	$M_{T,tot}$ kN	eccentricità e dimensioni efficaci			
											ecc_L m	ecc_T m	B' m	L' m
SISMICA	1	0	0	0	0	0,00	1	0	0	0	0,000 θ	0,000 m_B	1,500 m_L	##### m_θ
											1,57	1,99	1,01	1,99

CAPACITA' PORTANTE

N_q	s_q (γ)	d_q	i_q	z_q	$q_{lim,q}$
23,18	1,008	1,000	1,000	1,00	186,9
N_γ	s_γ (γ)	d_γ	i_γ	z_γ	$q_{lim,\gamma}$
27,72	0,996	1,000	1,000	1,00	393,2
N_c	s_c (γ)	d_c	i_c	z_c	$q_{lim,c}$
35,49	1,01	1,0	1,00	1,0	0,0
$R_d = q_{u,d}$ kPa					(+ +) / 2 = 252,2 kPa
$E_d = q_{u,d} = N / (B \cdot L) =$					0,01 kPa
					$R_d / E_d = 37829,48$ OK

SCORRIMENTO

$R_d = (N \cdot \mu_{d,s} \cdot (B \cdot L) \cdot c'_{d,base}) / \gamma_n$	0,6	kN
E_d	0,0	kN
$R_d / E_d =$	n.a	OK

Figura 10-4:Stima della resistenza media di progetto – caso STATICO DA2 (A1+M1+R3)

GENERAL CONTRACTOR

Cepav due



ALTA SORVEGLIANZA

ITALFERR

GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE

Doc. N.

Progetto
INORLotto
12Codifica Documento
E E2 RB OV 060 0 001Rev.
AFoglio
25 di 33

CALCOLO FONDAZIONI DIRETTE - S.L.U. Secondo NTC 2008 - EQUAZIONI Secondo Eurocodice 7 EB 1997-1:2003 Ap
rev.1 marzo 2018

TITOLO:

caso SISMICO

FONDAZIONI A PLINTO

DESIGN ASSUMPTION

DA2

Approccio 2 (A1+M1+R3)

piano campagna sostanzialmente orizzontale

angolo d'attrito caratteristico ϕ'_k

32 ° 0,559 rad

VERIFICA IN CONDIZIONI
DRENATEcoesione c'

0 kPa

angolo d'attrito caratteristico ϕ'_k alla base

32 ° 0,559 rad

coesione alla base c'

0 kPa

coefficiente γ_ϕ

1,00

coefficiente $\gamma_{c'}$

1,00

coefficiente γ_R capacità portante

1,80

coefficiente γ_R scorrimento

1,10

angolo d'attrito di design ϕ'_d 32,00 ° 0,559 rad $\tan(\phi'_d) = 0,625$ coesione di design c'_d

0,00 kPa

coeff. attrito di design μ'_d

0,62

coesione alla base di design

0,00 kPa

Dimensione minore B[m] (LONGITUDINALE)

1,5 m

Dimensione maggiore L [m] (TRASVERSALE)

100 m

Profondità da piano campagna D [m]

0 m

(NB: coefficiente correttivo per rapporto D/B non considerato)

 q' = carico permanente ai lati

8 kPa

 γ = peso specifico medio sotto la fondazione19 kN/m³

(valore da stabilirsi in base alla profondità di falda)

opzione calcolo coeff. S_q e S_γ

1

(0= Lancellotta ecc , 1 = originale EC7)

si useranno le formule originarie di EC7

Peso specifico medio Plinto (BxLxD)

25 kN/m³

Peso proprio plinto [kN]

0 kN

CALCOLI PRELIMINARI: coefficienti di capacità portante indipendenti dai carichi

 $N_q = 23,18$ $g_q = 1$ $N_\gamma = 27,72$ $g_\gamma = 1$ $N_c = 35,49$ $g_c = 1$

Approccio 2 (A1+M1+R3)

Azioni a base plinto (SLU)

COMB	N kN	H_L kN	H_T kN	M_L kNm	M_T kNm	k_b [g]	N_{tot} kN	H_{tot} kN	$M_{L,tot}$ kN	$M_{T,tot}$ kN	eccentricità e dimensioni efficaci			
											ecc_L m	ecc_T m	B' m	L' m
SISMICA	1	0	0	0	0	0,08	1	0	0	0	0,000	0,000	1,500	#####
											θ	m_B	m_L	m_θ
											1,57	1,99	1,01	1,99

CAPACITA' PORTANTE

N_q	s_q (*)	d_q	i_q	z_q	$q_{lim,q}$
23,18	1,008	1,000	0,811	0,96	144,9
N_γ	s_γ (*)	d_γ	i_γ	z_γ	$q_{lim,\gamma}$
27,72	0,996	1,000	0,730	0,96	274,4
N_c	s_c (*)	d_c	i_c	z_c	$q_{lim,c}$
35,49	1,01	1,0	0,80	1,0	0,0
$R_d = q_{u,d}$ kPa					$(+ +) / 2 = 233,0$ kPa
$E_d = q_{e,d} = N / (B' \cdot L') =$					0,01 kPa
					$R_d / E_d = 34943,28$ OK

SCORRIMENTO

$R_d = (N \cdot \mu_d + (B' \cdot L') \cdot c'_{d,basso} / \gamma_R)$	0,6	kN
E_d	0,1	kN
$R_d / E_d =$	5,68	OK

Figura 10-5: Stima della resistenza media di progetto – caso SISMICO DA2 (A1+M1+R3)

11. VALUTAZIONE DEI CEDIMENTI

In linea generale, per la valutazione dei cedimenti con calcolo elastico, è possibile assumere moduli elastici operativi da stimarsi con la seguente correlazione:

$$E \text{ [MPa]} = 2.5 \div 3 N_{spt}$$

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

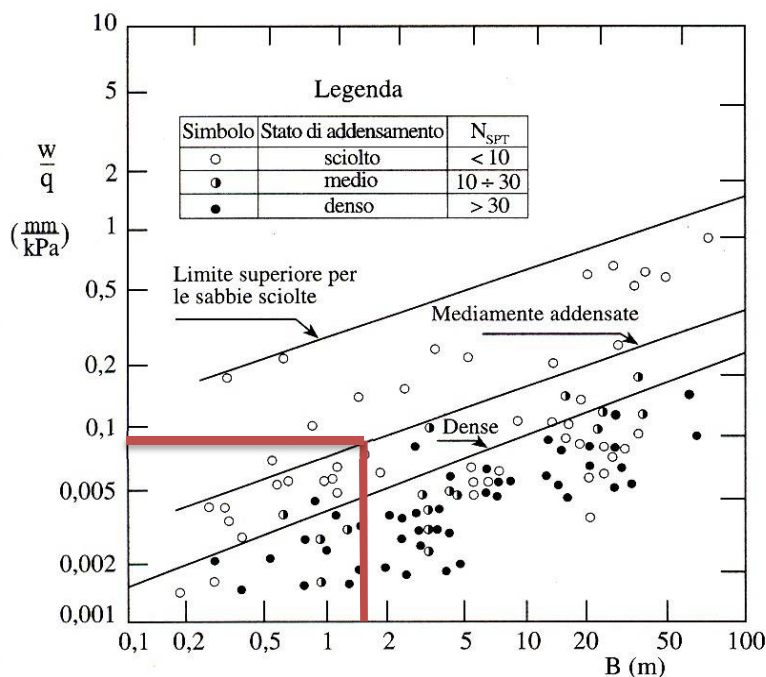


Figura 11-1: Cedimenti osservati per fondazioni su sabbie di vario addensamento (Burland et al. 1977) (figura tratta da Viggiani (1998))

Nel caso in esame, si ritiene lecito assumere quanto segue:

ELEMENTO	Quota z	Lato minore B	w/q	k_w
	[m]	[m]	[mm/kPa]	[kN/m ³]
PLATEA P-3	-1	1.5	0.08	12500

Sulla base dei carichi attesi, è quindi possibile stimare i cedimenti. Ad ogni modo, vista la struttura non si prevedono cedimenti significativi e, data la natura dei terreni, i cedimenti avverranno in gran parte in fase di costruzione. Non sono prevedibili cedimenti secondari significativi

12. PROBLEMATICHE CONNESSE ALLA REALIZZAZIONE DELL'OPERA E PRESCRIZIONI

Nessuna problematica in particolare.

- In relazione ai livelli di falda che non interferiscono con gli scavi ordinari delle fondazioni, 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.
- Si prescrive in ogni caso un rinfiacco delle fondazioni con materiale granulare ben assortito e compattato di altezza minima pari a 0.8m.
- Si prescrive inoltre di evitare la dispersione di acque meteoriche e di altra natura al di sotto della zona delle fondazioni.

13. RIFERIMENTI BIBLIOGRAFICI

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

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

Cubrinowski M., Ishihara K. (1999) "Empirical correlation between SPT N-value and relative density for sandy soils" *Soils and Foundations*, vol. 39, n° 5, pp. 61-71.

Lancellotta R., (2007) "Lower-bound approach for seismic passive earth resistance", *Géotechnique*, Vol. 57, No. 3, pp. 319-321

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.

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

Viggiani C. (1999) *Fondazioni*, 2^a ed., Hevelius

14. RISULTATI DELLE INDAGINI

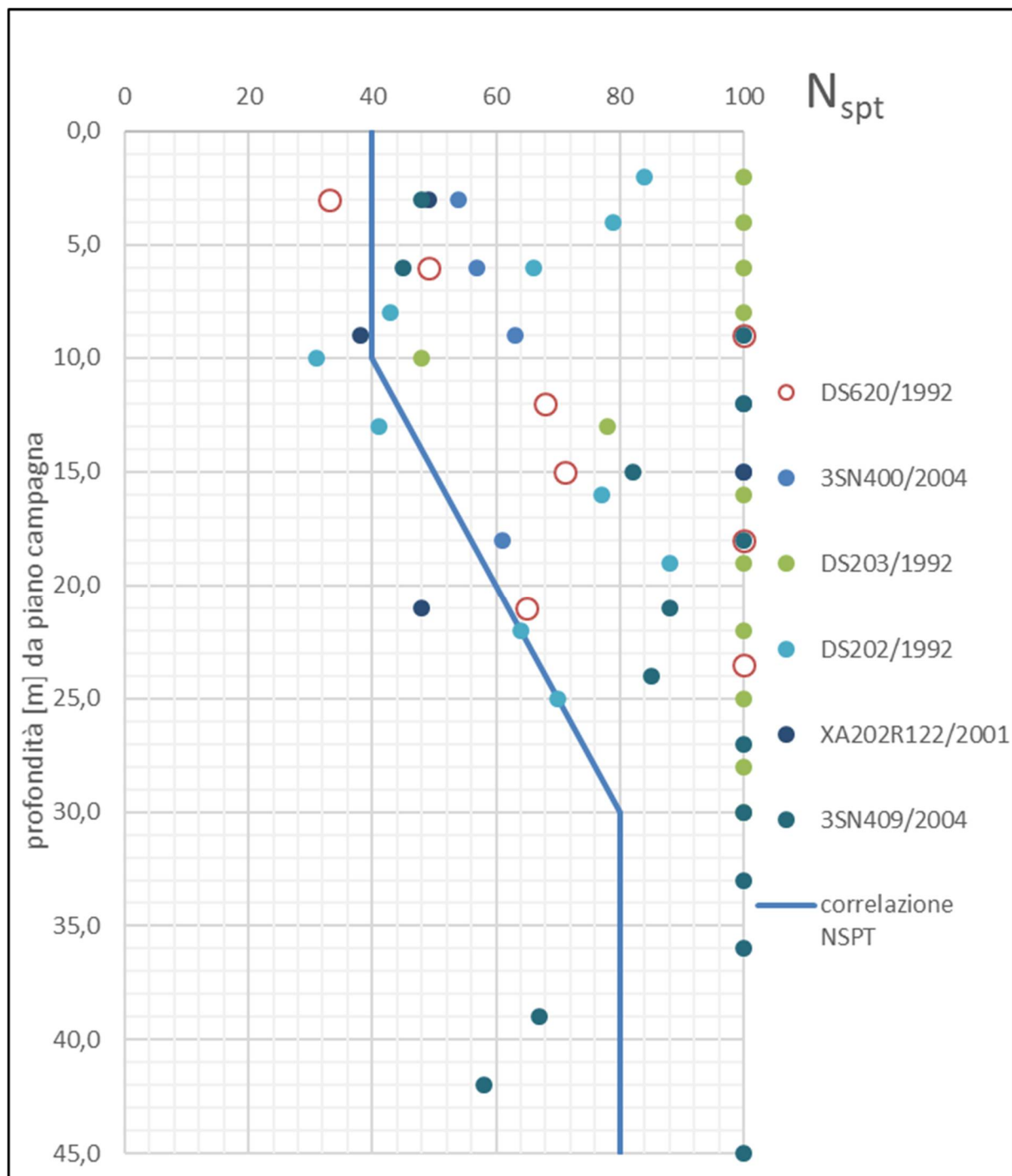


Figura 14-1: Andamento con la profondità di N_{spt}

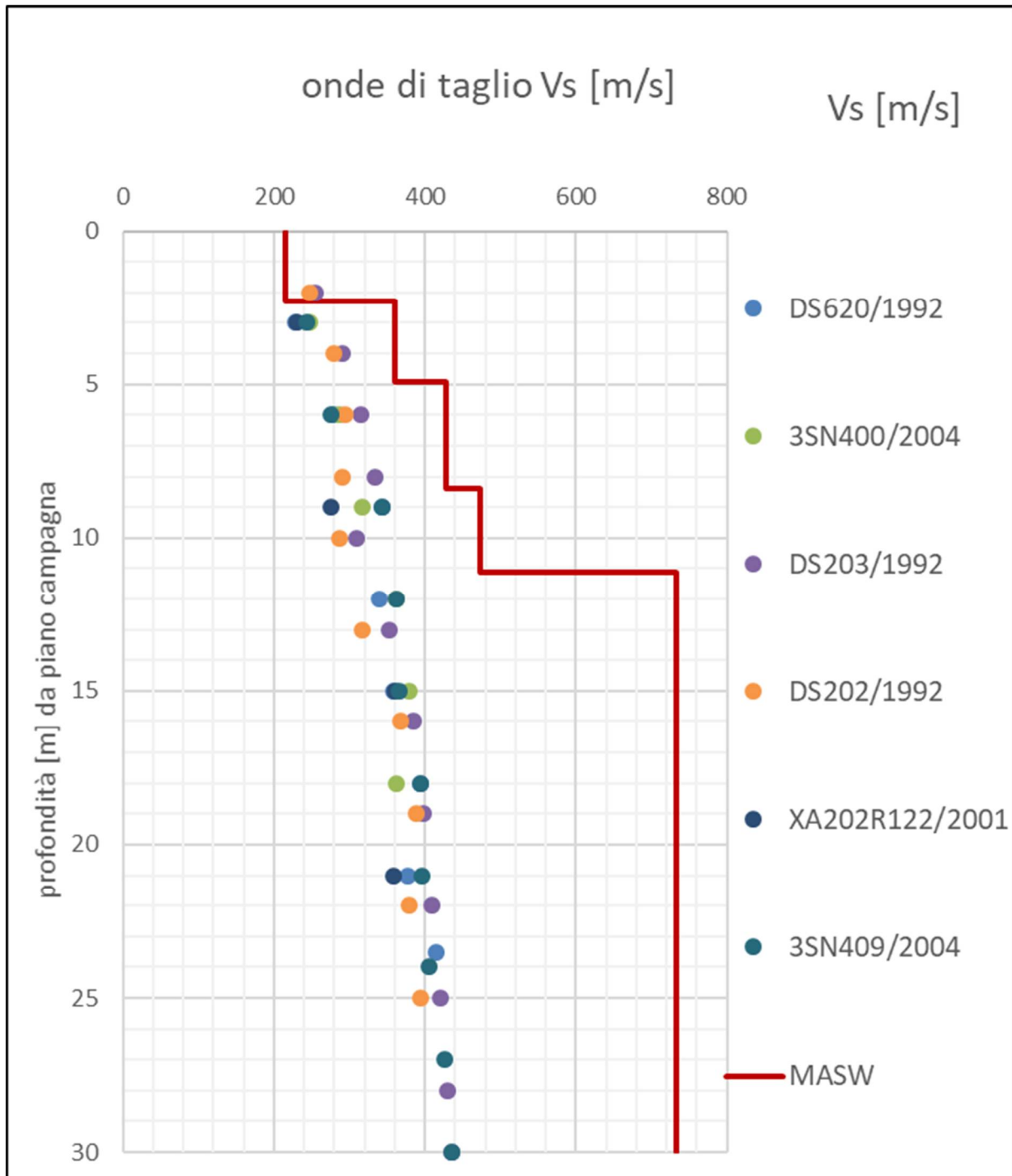


Figura 14-2: Andamento con la profondità della velocità delle onde di taglio

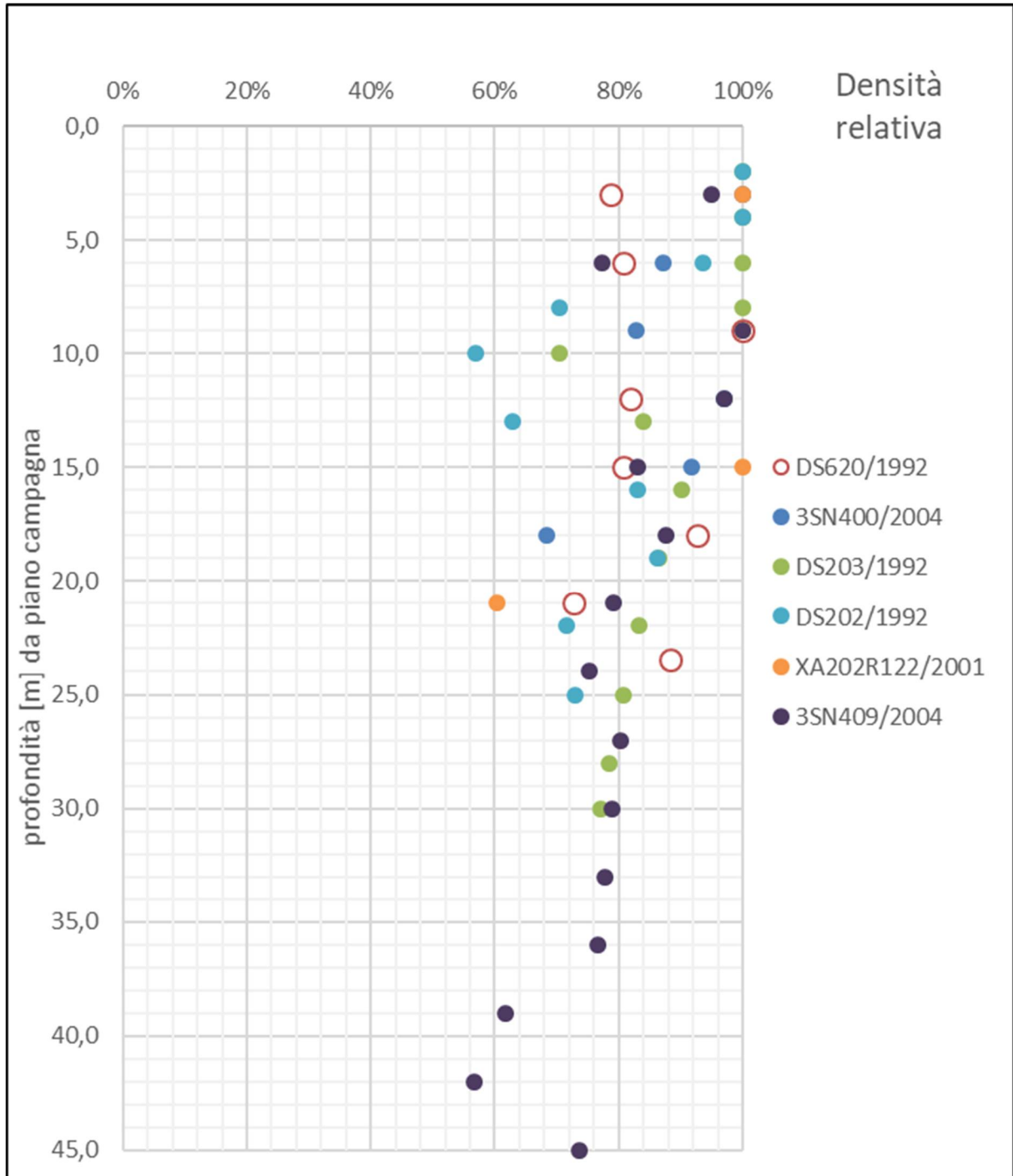


Figura 14-3: Andamento con la profondità della densità relativa ricavata

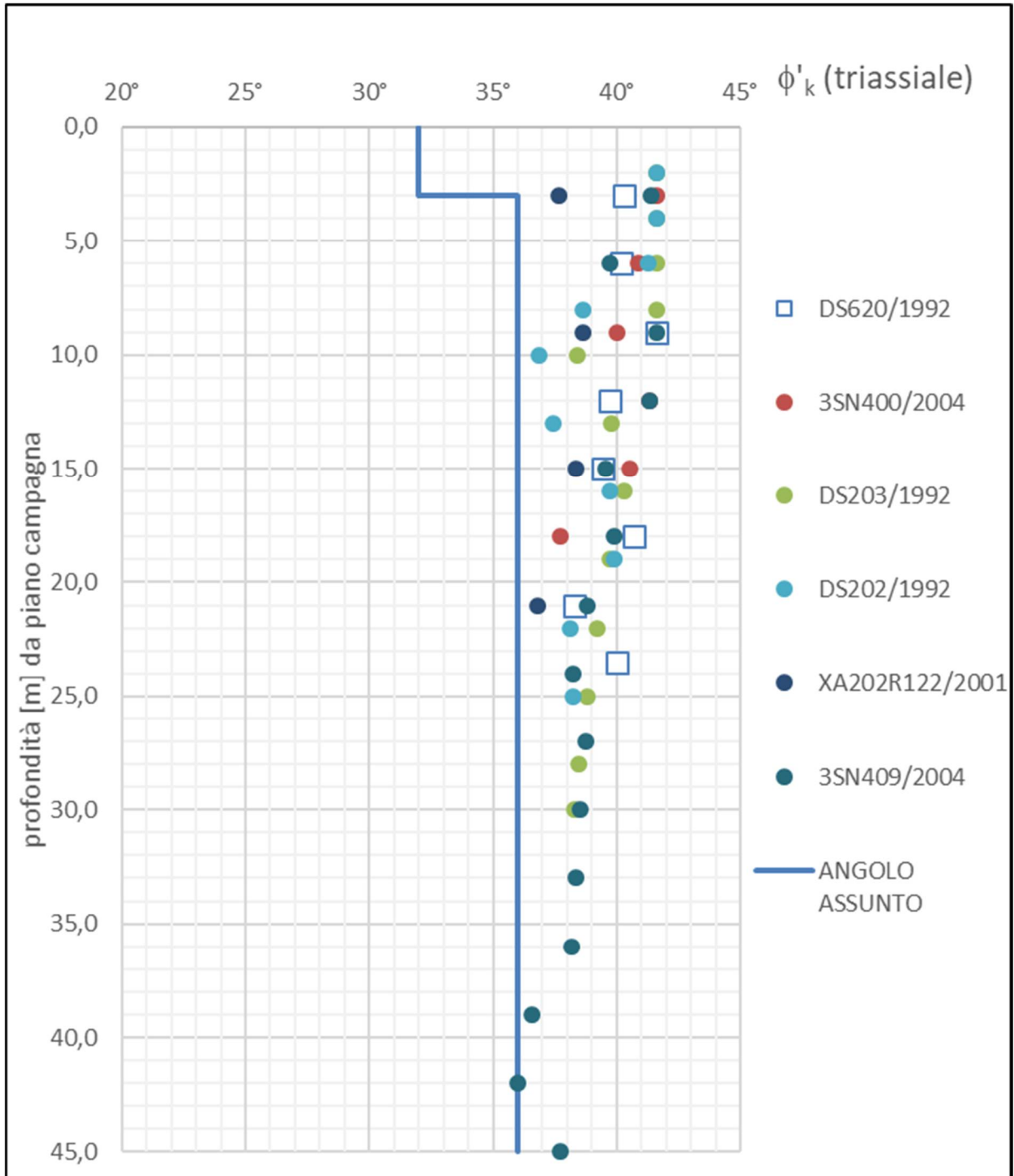


Figura 14-4: Andamento con la profondità dell'angolo di resistenza al taglio

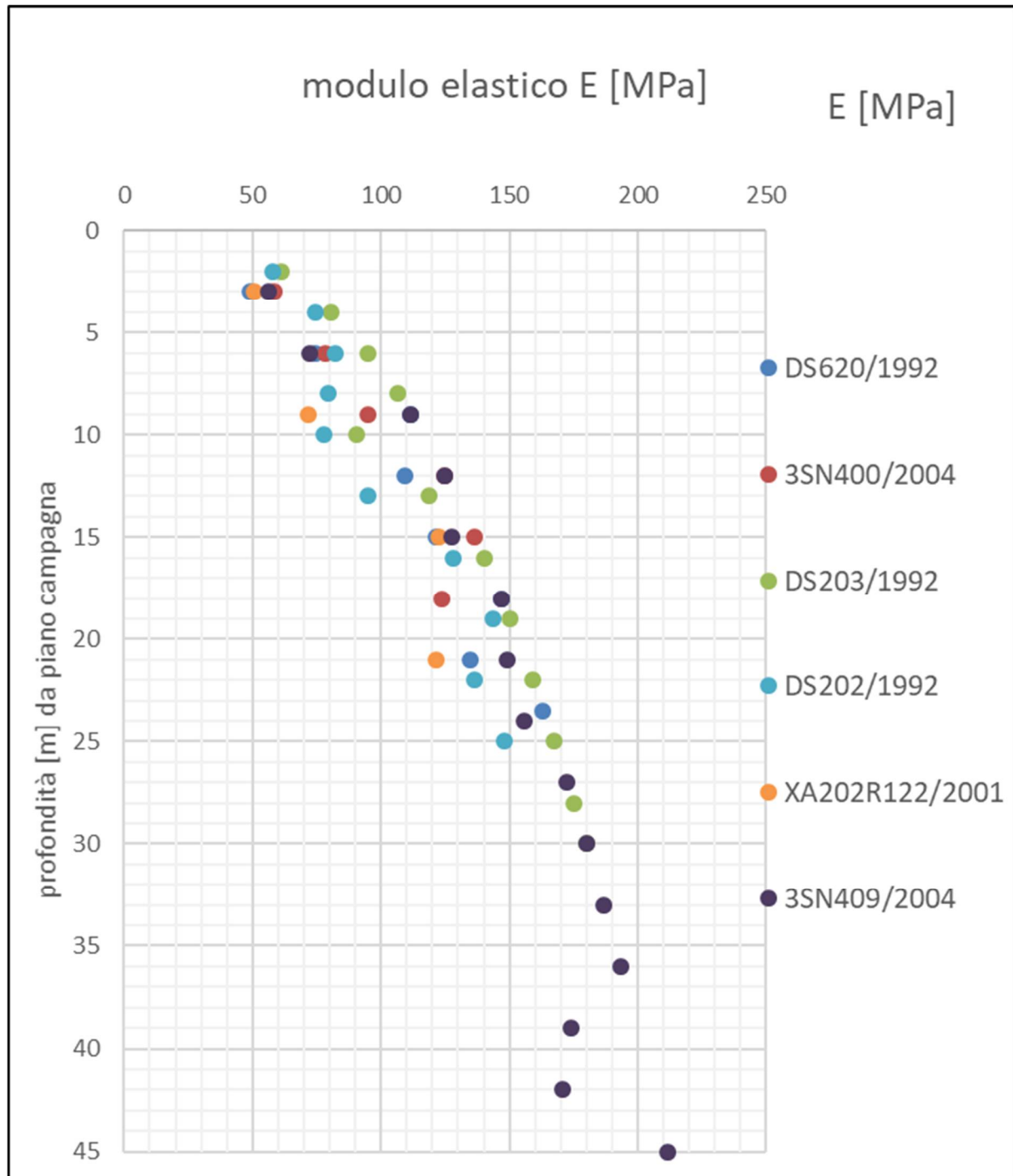


Figura 14-5: Andamento con la profondità del modulo iniziale G_0



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

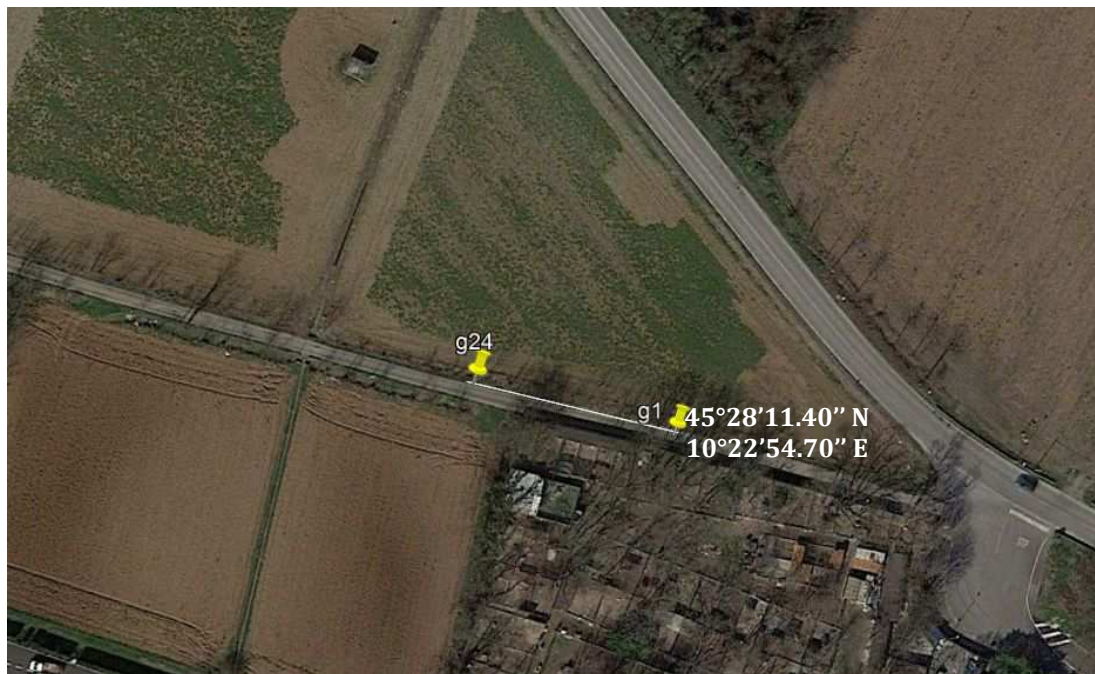
Sede operativa : Via Enrico Fermi, 18 - 25013 Carpenedolo (BS)

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

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



MASW IV16_MASW_001_2018



Masw IV16_MASW_001_2018 – Ubicazione stesa Masw



Masw IV16_MASW_001_2018 – Stesa sismica

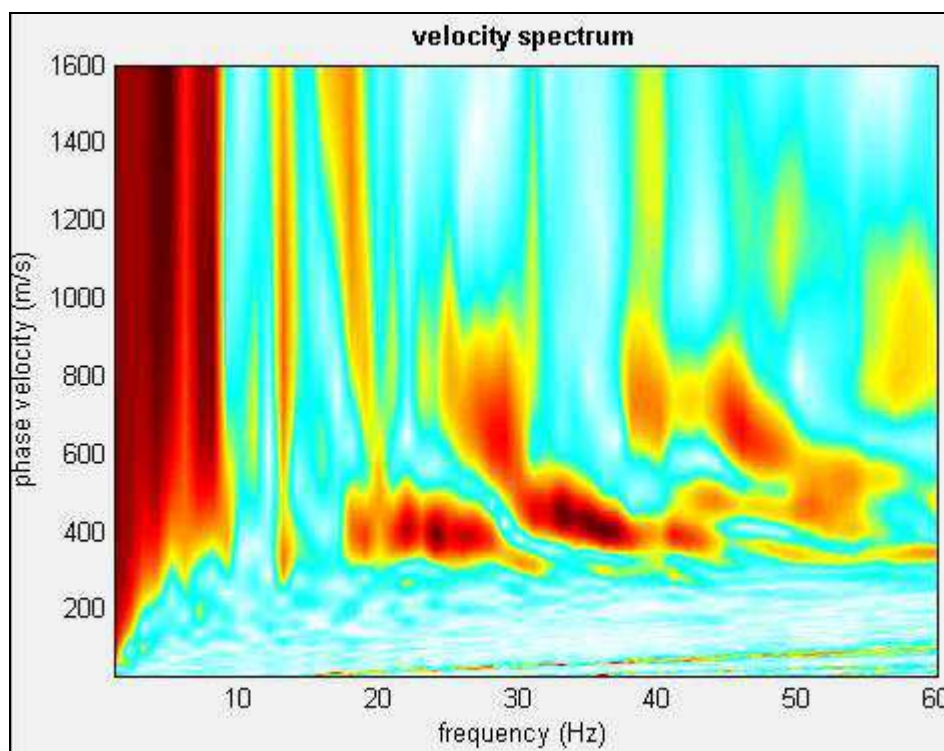


1. RISULTATI

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.

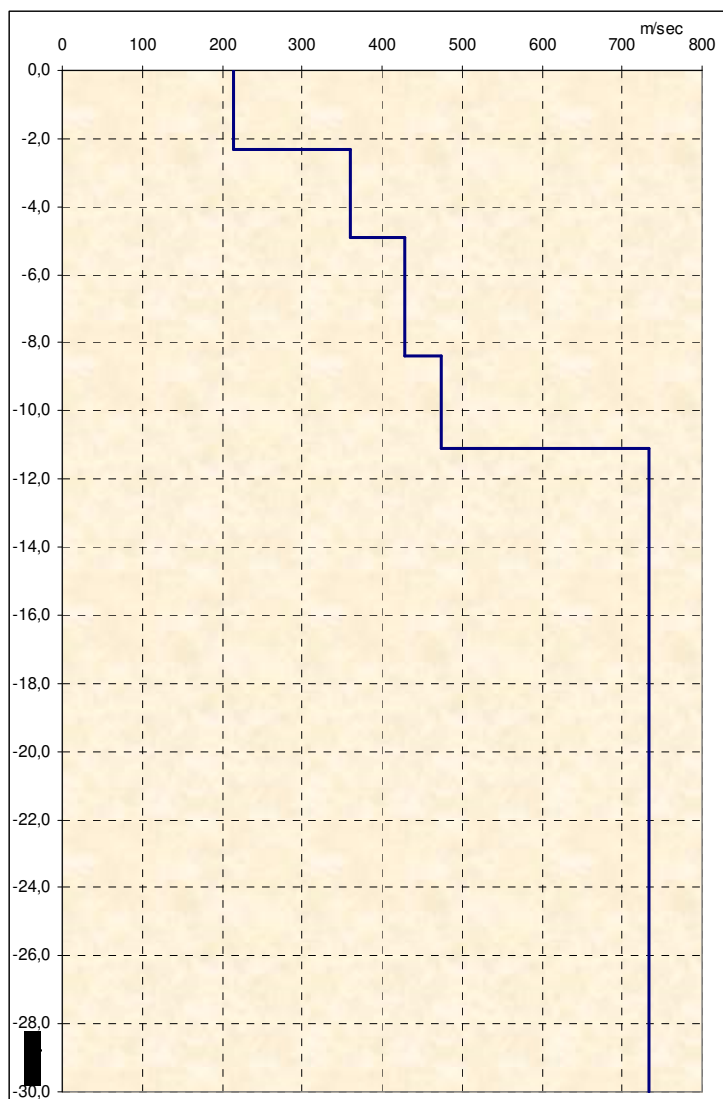
Per depositi con profondità H del substrato superiore a 30 m da quota fondazioni (come nel caso in oggetto), la velocità equivalente delle onde di taglio V_{S-EQ} è definita dal parametro V_{S-30} , ottenuto ponendo $H=30$ m e considerando le proprietà degli strati di terreno fino a tale profondità (N.T.C.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