



Agenzia del Demanio

Via Barberini, 38 - 00187 Roma

PROGETTISTA

POLIline Srl

+39 011 0466949

info@poliline.it

Corso Marconi, 20, Torino (TO)

PROGETTO

Ex Aula Bunker

SEDE PROGETTO

Via al Bassone, Como (CO)

Progettista architettonico
Arch. Andrea PALEARI

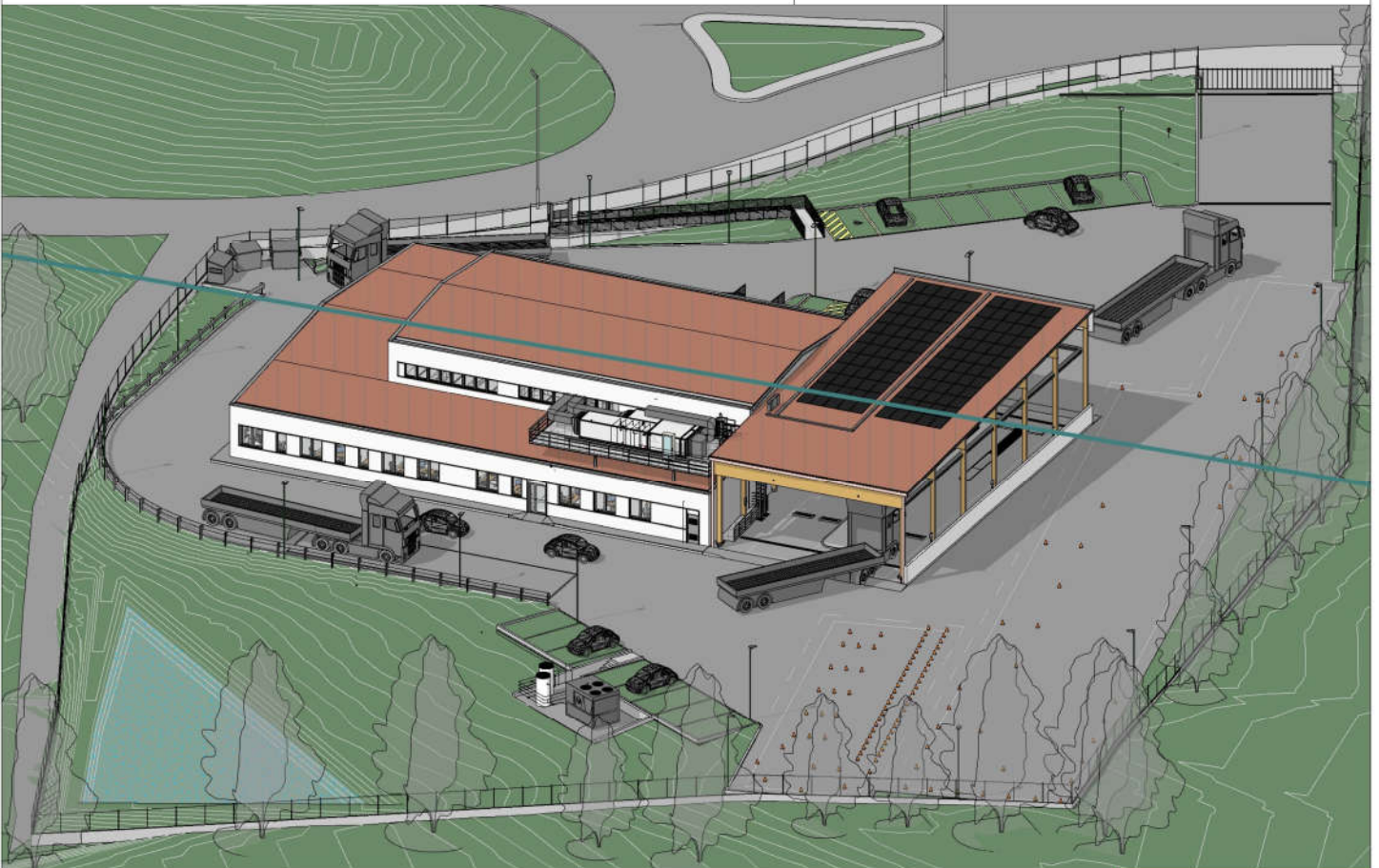
Prevenzione incendi
Arch. Anna TAPPERO

Geologo
Dott. Geol. Marco NOVO

Progettista strutture
Ing. Paolo BARD

Progettista impianti meccanici
Ing. Maurizio LANCINI

Progettista impianti elettrici
Ing. Pierfausto VALZELLI



TITOLO

Progetto Esecutivo

Relazione geotecnica

NUMERO DISEGNO

COB0331-ADM-CF0000001-
XX-RP-G-EG0002

REV

0

04/05/2021

TAVOLA

RA.09



Provincia di Como
Comune di Como

**Ex aula bunker via al Bassone
Ristrutturazione edilizia per allocazione uffici Motorizzazione Civile**

PROGETTO DEFINITIVO

RELAZIONE GEOTECNICA

ADEMPIMENTI NORMATIVI: D.M. 17 gennaio 2018 – NTA PRG

Committente: AGENZIA DEL DEMANIO
DIREZIONE REGIONALE LOMBARDIA
Corso Monforte
20120 MILANO

Dott. Geol. Marco NOVO



5 Novembre 2020

PREMESSA

Su incarico della committenza, in ottemperanza al D.M. 17/01/2018 (Norme tecniche per le costruzioni) ed alle NTA del PRG comunale, viene redatta una Relazione Geotecnica a supporto del progetto di ristrutturazione edilizia per la rifunzionalizzazione spazi da destinare ad uffici della Motorizzazione Civile nello stabile ex aula bunker in via al Bassone, comune di Como.

Su tale area, come descritto nel dettaglio nella Relazione Geologica, l'esecuzione di n. 4 prove penetrometriche dinamiche superpesanti (DPSH) con penetrometro Pagani TG 63-100 e di n. 2 sondaggi a carotaggio continuo con tecnologia Geoprobe, ha consentito la ricostruzione dell'assetto litostratigrafico e geologico-tecnico, fino alla profondità di circa 10,0 metri dal piano campagna.

E' stata inoltre prevista una caratterizzazione sismica del sito tramite la realizzazione di una prova sismica MASW ed una prova HVSR.

Nell'ambito della presente relazione, utilizzando la ricostruzione del modello geologico, geotecnico e sismico del sito, derivante dalla suddetta Relazione Geologica e a cui si rimanda per i dettagli, sulla base dei carichi di progetto forniti dal progettista strutturale, vengono prodotte le richieste verifiche agli Stati Limite Ultimi e agli Stati Limite di Esercizio delle fondazioni della parte di nuova costruzione in progetto, sia in condizioni statiche sia in condizioni sismiche.



Figura 1 – ubicazione sito di intervento su stralcio Ortoimmagine.

LE INDAGINI GEOGNOSTICHE REALIZZATE

Al fine di determinare le caratteristiche litostratigrafiche del sottosuolo e di caratterizzare dal punto di vista geotecnico i terreni interessati dall'opera in progetto, sono state eseguite in data 11 Novembre 2019 con penetrometro Pagani TG 63-100, n. 4 prove penetrometriche dinamiche standard (DPSH); le prove, localizzate sulla planimetria di tavola 1, sono state interrotte alle seguenti profondità dal piano campagna, senza aver raggiunto il rifiuto alla penetrazione:

DIN1 = 10,20 m

DIN2 = 8,20 m

DIN3 = 8,20 m

DIN4 = 8,20 m

Caratteristiche tecniche del penetrometro Pagani TG 63-100:

Massa battente: **63,50 Kg**

Altezza caduta: **0,75 m**

Angolo punta: **90°**

Area punta: **20 cm²**

Perimetro punta: **50,5 mm**

Sono stati inoltre realizzati con campionatore a roto-percussione Pagani ESM 12-180 e attrezzatura Geoprobe, n. 2 sondaggi micro-stratigrafici a campionamento continuo della seguente profondità:

S1 = 4,20 m

S2 = 4,50 m.

Alle profondità raggiunte non è stata rilevata la presenza di acque di falda freatica, che essendo affioranti nel lago di cava a quota della Carta Tecnica di circa 276 m, si presume possano ritrovarsi a profondità superiori ai 12 m.

LA CARATTERIZZAZIONE SISMICA DEL SITO

La caratterizzazione sismica del sito è stata prodotta tramite indagine geofisica diretta. Si è proceduto ad una acquisizione sismica attiva MASW (Multi-channel Analysis of Surface Waves) con sismografo PASI a 24 canali.

La linea di acquisizione attiva ha previsto uno stendimento di 46 metri di lunghezza con distanza intergeofonica di 2,00 m. Le energizzazioni sono state effettuate a 6 metri di distanza dal primo geofono mediante utilizzo di massa battente su piattello (per le onde longitudinali) e tramite supporto a pendolo su trave (per le onde di taglio).

Si sono previste due distinte acquisizioni con geofoni orizzontali da 4,5 Hz disposti prima longitudinalmente e in seguito trasversalmente allo stendimento e funzione di *stacking* con la ripetizione di n. 4 battute per ogni energizzazione.

Tale operazione consente di produrre un'indagine indiretta attiva che misura la velocità di fase delle onde sismiche di superficie e di acquisire i primi arrivi delle onde sia nel campo delle onde di Love sia nel campo delle onde di Raileigh.

Tale metodologia minimizza i consueti errori di interpretazione legati alla necessità di disporre di un corretto aggancio stratigrafico di taratura.

La metodologia, inoltre, non necessita di valori di velocità di V_p e V_s progressivamente crescenti con la profondità, dal momento che consente di discriminare agevolmente eventuali inversioni di velocità.

E' stata inoltre prevista un'acquisizione passiva del rumore sismico ambientale tramite geofono triassiale che consente di determinare il rapporto spettrale tra la componente orizzontale e la componente verticale dei microtremori (prova HVSR).

La prova HVSR eseguita (ubicata sulla planimetria di tavola 1) ha previsto la registrazione dei microtremori protratta per 25 minuti, tramite terna triassiale da 2 Hz di frequenza propria.

Elaborazione delle misure

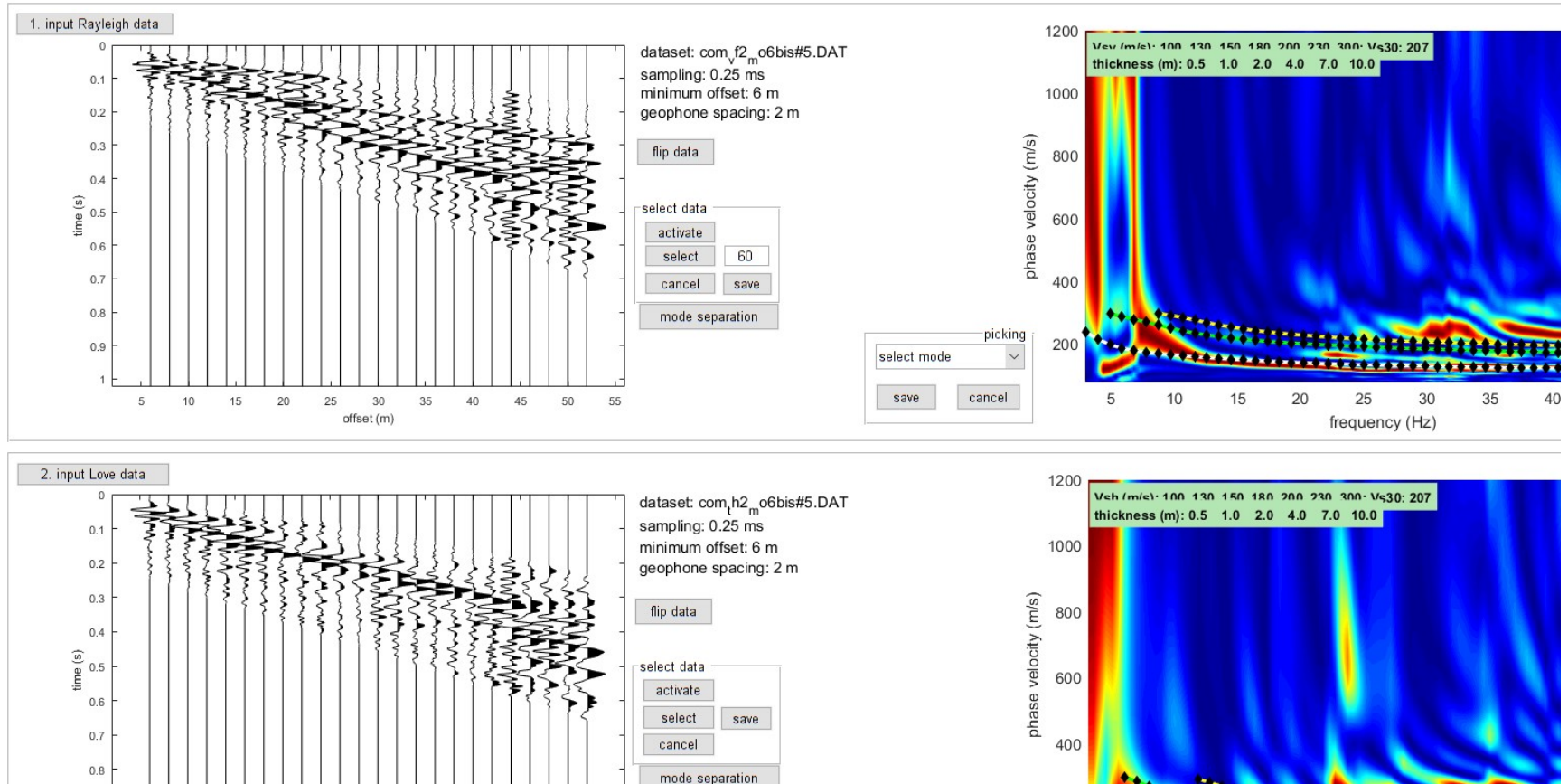
L'interpretazione delle misure effettuate è stata condotta con il software WinMasw 7.3 Pro che consente di utilizzare l'analisi congiunta delle acquisizioni MASW (in onde di Rayleigh e in onde di Love), per ricostruire la distribuzione delle velocità delle onde di taglio (V_s) in profondità attraverso l'applicazione di un algoritmo genetico che procede alla ricerca del modello che minimizza l'errore rispetto alle misure effettuate.

L'elaborazione ha permesso di ricostruire il modello sismo-stratigrafico monodimensionale del terreno nei primi 30 metri di profondità.

Il valore delle $V_{s_{eq}}$ determinato è compreso nell'intervallo **207 m/s**, corrispondente ad un **profilo di sottosuolo di tipo C** *“depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fine mediamente consistenti, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente V_{Seq} compresi tra 180 m/s e 360 m/s”*

Ai fini della categoria topografica, il sito può essere assimilato ad una configurazione superficiale semplice, rappresentata da “zone di pianura” e pertanto ascrivibile alla **categoria T1**.

I parametri sismici del sito sono stati determinati utilizzando il software on-line sul sito Geostru.eu (figura 6)



show data **reset**

step#1 (optional) - decimate
 64 Hz new frequency **resample**

step#2 - H/V computation

remove events both Rad. & Tr **clean axes**

20 window length (s) **Min. freq.: 0.5Hz**

5 tapering (%)

15 amplitude threshold **test removal**

2 HVSR threshold

15% spectral smoothing (triangular window)

2 detrending order HOLI3C

Particle motion, all HVSRs and video

full output **compute**

continuity

3D motion
 save video **show 3D motion**

directivity analysis
 frequencies to highlight: 1.0 5.0 10.0 Hz **compute**

save - option#1: save HVSR as it is
 save HV from 0.5 to 30 Hz **save HV curve (as it is)**

save - option#2: picking H/V curve
 pick HV curve **save picked HV**

quick analysis (f=Vs/4H)

200 average Vs (m/s) (from surface to bedrock)

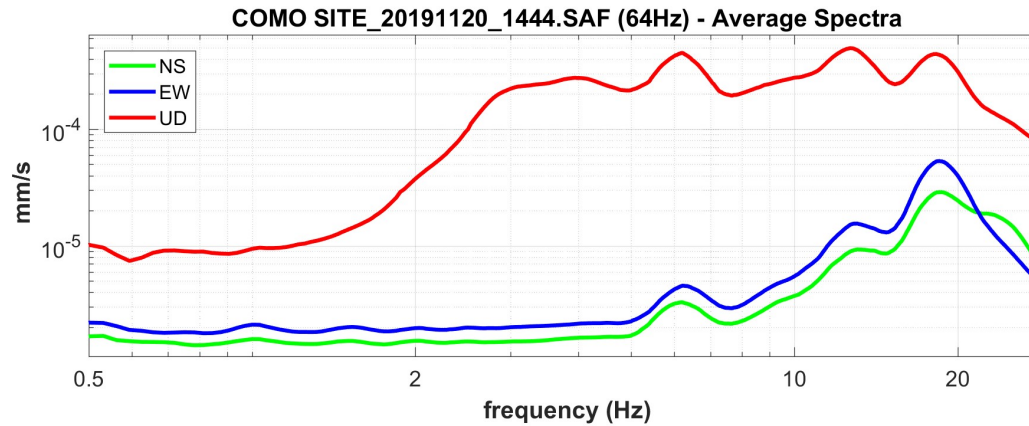
20 depth of the bedrock

1000 Vs of the bedrock

clean **compute**

highlight a frequency
 draw/highlight 10 Hz

directivity over time
 directivity in time time 60 s



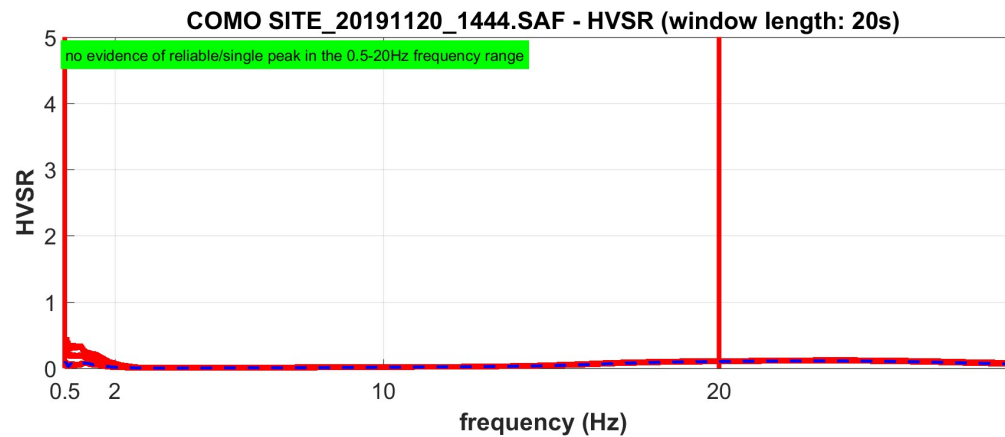
open working folder

show location

field notes

your comments

default axes



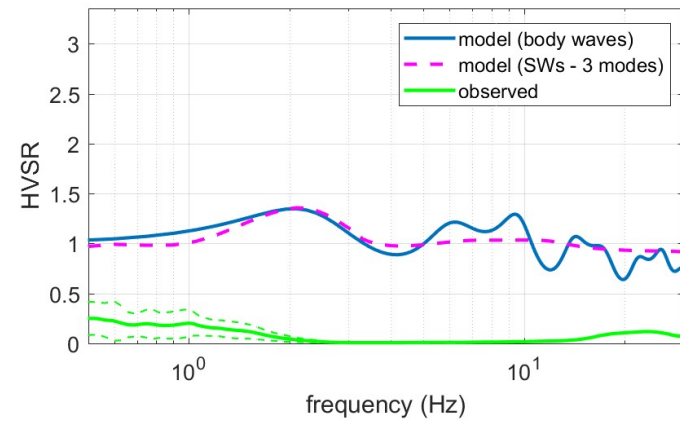
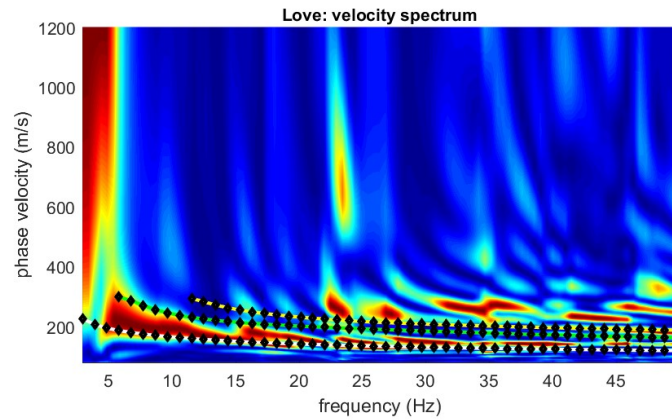
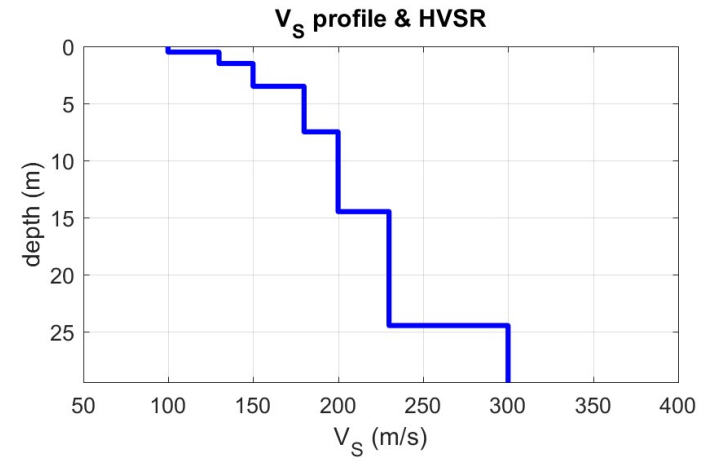
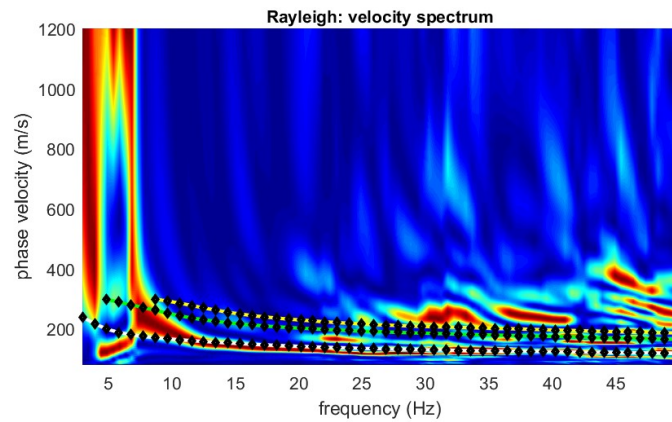
Criteria for a reliable H/V curve

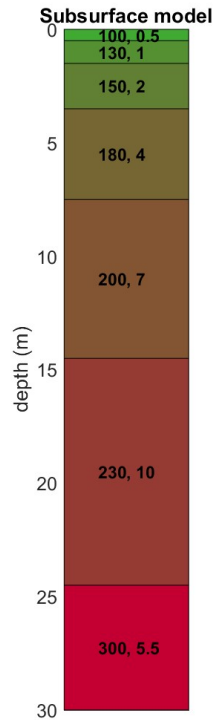
- #1: OK
- #2: OK
- #3: OK

Criteria for a clear H/V peak [0.5 Hz]

- #1: NO
- #2: OK
- #3: NO
- #4: NO
- #5: NO
- #6: NO

To model the HVSR (also jointly with MASW or ReMi/ESAC data), save the HV curve, go to the "Velocity Spectrum/a, Modeling & Picking" panels and upload the saved HV curve





V_s thickness
(m/s) (m)

HV					
hi	Vi	hi/Vi			
0,5	100	0,005			
1	130	0,007692			
2	150	0,013333			
4	180	0,022222			
7	200	0,035			
10	230	0,043478			
5,5	300	0,018333			
30,0	Σ	0,145059			
			Intervallo 0-30		
			$V_{seq} = 207$ m/s		

$$V_{S30} = \frac{30}{\sum_{i=1,N} \frac{h_i}{V_i}}$$

Indirizzo Coordinate Isote

Indirizzo

WGS84: Lat 45.771090 - Lng 9.084662 ED50: Lat 45.772016 - Lng 9.085729

Mappa Satellite

Visualizza vertici della maglia di appartenenza

Stati limite

Classe Edificio

IV. Funzioni pubbliche o strategiche importanti...

Vita Nominale 4

Interpolazione Media ponderata

CU = 2

Stato Limite	Tr [anni]	a_g [g]	Fo	Tc [s]
Operatività (SLO)	30	0.016	2.585	0.157
Danno (SLD)	35	0.017	2.578	0.160
Salvaguardia vita (SLV)	332	0.038	2.840	0.259
Prevenzione collasso (SLC)	682	0.045	2.664	0.291
Periodo di riferimento per l'azione sismica:	35			

Coefficienti sismici

Muri di sostegno NTC 2008

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

H (m) 1 us (m) 0.1

Cat. Sottosuolo C

Cat. Topografica T1

	SLO	SLD	SLV	SLC
SS Amplificazione stratigrafica	1,50	1,50	1,50	1,50
CC Coeff. funz. categoria	1,93	1,92	1,64	1,58
ST Amplificazione topografica	1,00	1,00	1,00	1,00

Acc.ne massima attesa al sito [m/s²] 0.6

Coefficienti	SLO	SLD	SLV	SLC
kh	0.004	0.005	0.010	0.012
kv	0.002	0.002	0.005	0.006
Am _{ax} [m/s ²]	0.237	0.252	0.553	0.669
Beta	0.180	0.180	0.180	0.180

ESPORTA IN TXT PDF SPIETTRI

Carica file

Figura 6 : Parametri simici di sito

IL MODELLO GEOLOGICO E GEOTECNICO DEL SITO

Sulla base dei dati pregressi acquisiti e da quelli ottenuti dalle indagini prodotte, è stato ricostruito il modello geologico e geotecnico del sito indagato, che risulta essere rappresentato dalla presenza di quattro orizzonti sovrapposti.

A partire dalla superficie e con addensamento/consistenza variabile con la profondità si riconoscono:

Strato 1 = Terreni di riporto a granulometria varia moderatamente addensati o consistenti.

Strato 1a = Terreni di riporto molli o inconsistenti.

Strato 2 = Depositi glaciali o fluvio-glaciali sabbioso-limosi– terreni granulari medio-fini poco addensati.

Strato 3 = Depositi glaciali o fluvio-glaciali sabbioso ghiaiosi - terreni granulari grossolani moderatamente addensati.

I parametri geotecnici caratteristici per ognuno dei quattro strati individuati sono sintetizzati nella seguente tabella:

	N _{SPT}	DR (%)	Φ'	γ_{sat} (t/m ³)
STRATO 1	4-8	35-55	25°	1,85
STRATO 1a	2	20	21°	1,8
STRATO 2	7-9	40	26°	1,9
STRATO 3	25	60	31°	2,0

ANALISI DI STABILITA' IN RIFERIMENTO ALLA SUSCETTIBILITA' A FENOMENI DI LIQUEFAZIONE SISMICA DEI TERRENI DI FONDAZIONE

Ai sensi del punto 7.11.3.4.2 delle NTC 2018, la verifica di suscettibilità a fenomeni di liquefazione dei terreni di fondazione può essere omessa allorquando al sito si riscontrino almeno una delle seguenti condizioni:

1. Accelerazioni massime attese al piano campagna in assenza di manufatti (condizioni di campo libero) inferiori a 0,1g;
2. Profondità media stagionale della falda superiore a 15 m dal piano campagna (per fondazioni superficiali);
3. Depositi costituiti da sabbie pulite con resistenza penetrometrica normalizzata $(N1)_{60} > 30$;
4. Distribuzione granulometrica esterna ai fusi granulometrici di cui alla figura 7.11.1.

Tramite il sistema webGis dell'Istituto Nazionale di Geofisica e Vulcanologia consultabile all'indirizzo <http://esse1-gis.mi.ingv.it>, viene verificato che il parametro di accelerazione massima attesa al sito è inferiore a 0,05 g (figura 6).

L'analisi condotta consente pertanto di attestare l'insussistenza di tale eventualità e di evitare le conseguenti verifiche a liquefazione.

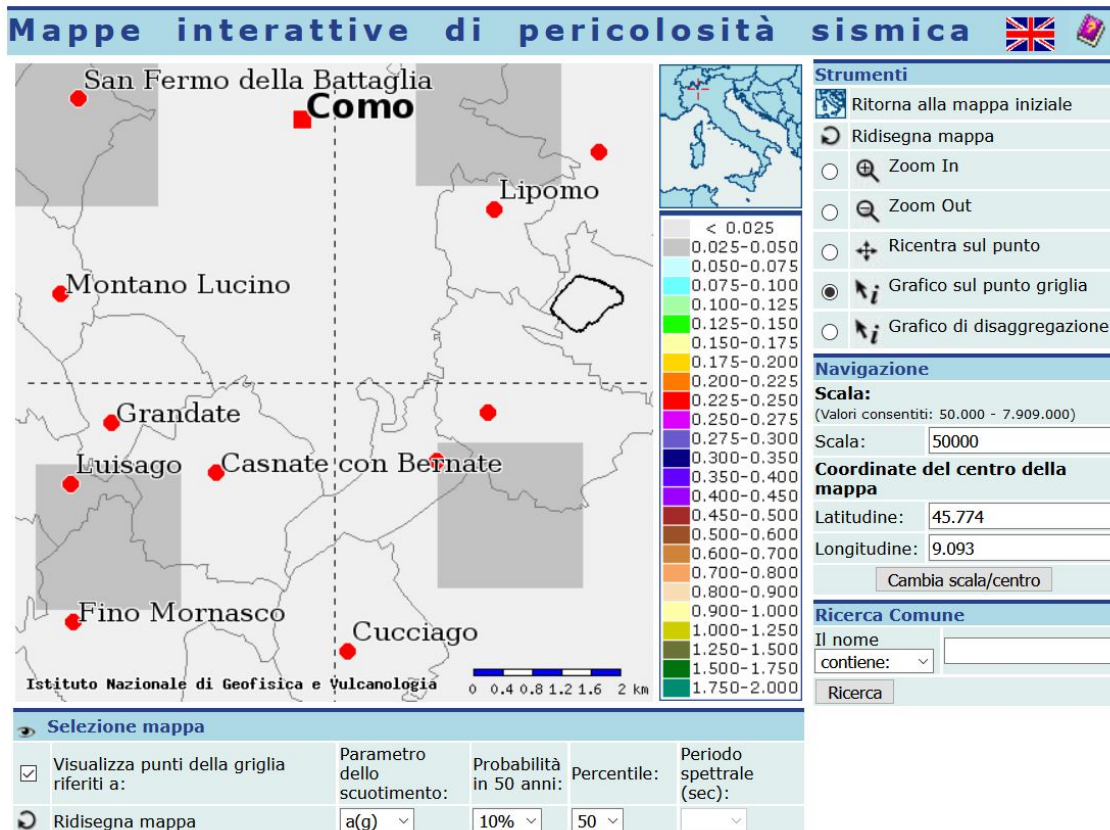


Figura 7 Griglia di parametrizzazione delle a_g del sistema WebGIS dell' INGV

LE FONDAZIONI IN PROGETTO

Sulla base delle indicazioni fornite dal Progettista strutturale, è prevista la realizzazione di fondazioni miste con plinti quadrati di 1,00 m di lato e n. 4 micropali per ciascun plinto di 0,20 m di diametro e di 12 m di lunghezza.

Viene sottoposto a verifica il pilastro soggetto alle maggiori sollecitazioni (n. 4), non computando cautelativamente l'apporto della fondazione superficiale e, per tener conto dell'interazione dei pali in gruppo (che producono una riduzione della capacità portante rispetto alla somma dei singoli contributi), considerando un palo equivalente unico con superficie laterale pari a quella del prisma di involucro dei micropali.

La distribuzione dei plinti è riportata sulla planimetria di figura 8.

Le massime sollecitazioni al piede agli SLU per il suddetto pilastro, come fornite dal Progettista Strutturale, sono di 112,2 T.

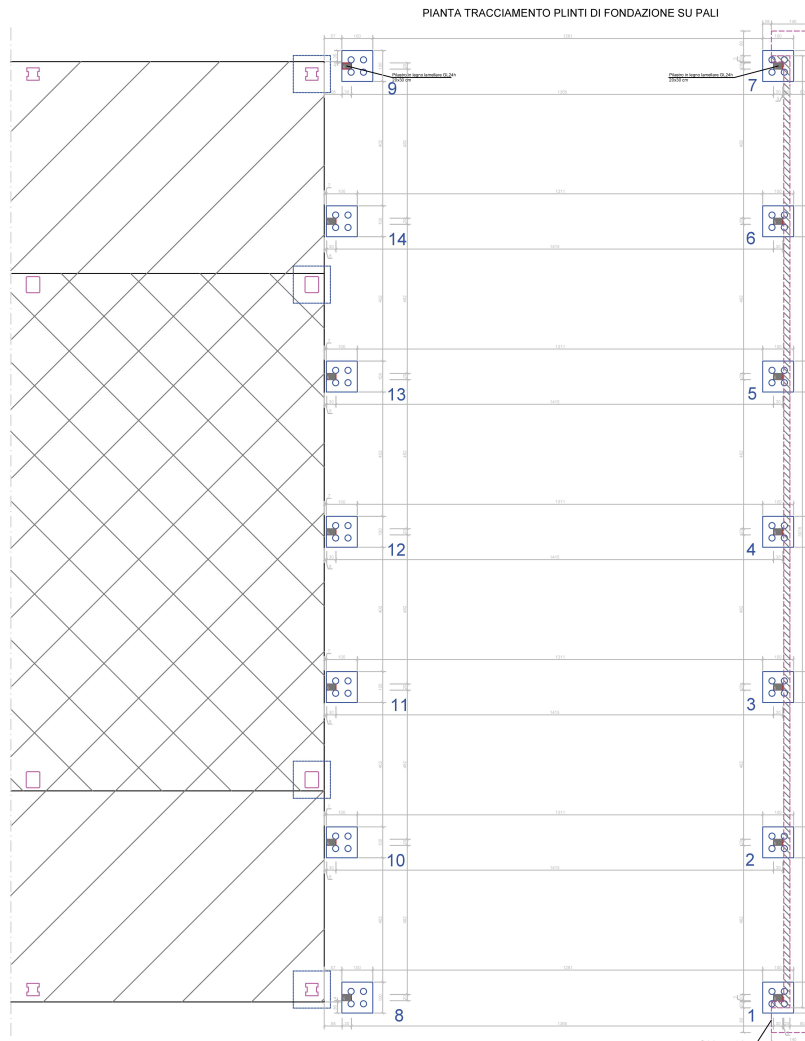
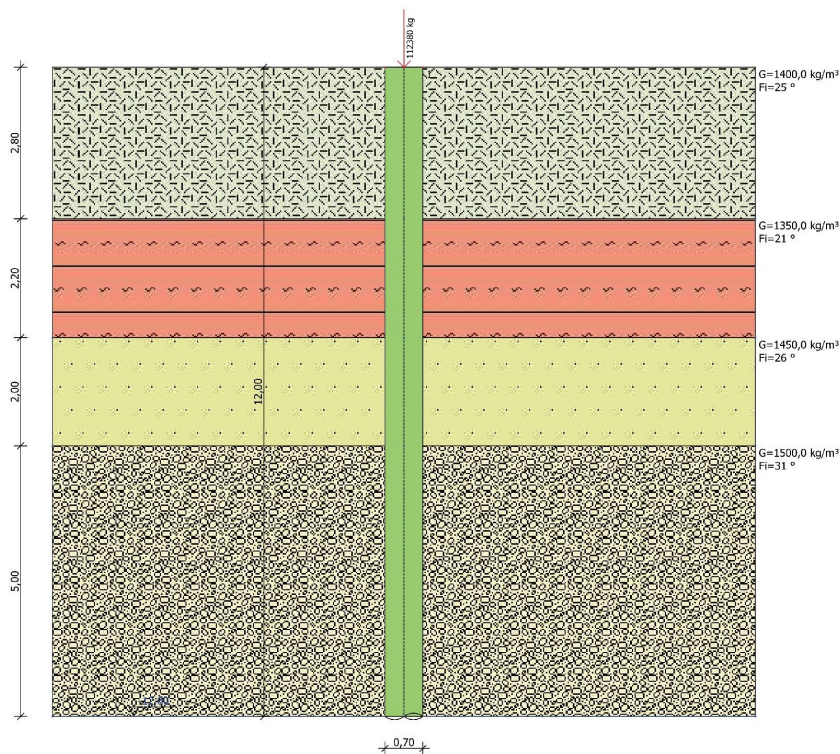


Figura 8 Pianta delle fondazioni

FONDAZIONI: VERIFICHE GEOTECNICHE AGLI STATI LIMITE ULTIMI

La verifica geotecnica delle strutture di fondazione ai sensi delle NTC 2018, viene prodotta agli stati limite ultimi, valutando, che le resistenze del terreno (R_d) risultino superiori alle azioni di progetto derivanti dai carichi imposti dalla nuova costruzione (E_d).

Gli stati limite ultimi determinati dalla resistenza del terreno interagente con le fondazioni riguardano principalmente il collasso per carico limite nei terreni di fondazione.



PALI DI FONDAZIONE

NORMATIVE DI RIFERIMENTO

NTC2018 - Aggiornamento delle «Norme tecniche per le costruzioni» - D.M. 17 gennaio 2018

NTC2008 - Norme tecniche per le costruzioni - D.M. 14 Gennaio 2008.

CIRCOLARE 2 febbraio 2009, n. 617 - Istruzioni per l'applicazione delle 'Nuove norme tecniche per le costruzioni' di cui al decreto ministeriale 14 gennaio 2008. (GU n. 47 del 26-2-2009 - Suppl. Ordinario n.27)

Eurocodice 7: Progettazione geotecnica – Parte 1: Regole generali.

Eurocodice 8: Indicazioni progettuali per la resistenza sismica delle strutture - Parte 5: Fondazioni, strutture di contenimento ed aspetti geotecnici.

Carico limite verticale

Il carico limite verticale è stato calcolato con le formule statiche, che esprimono il medesimo in funzione della geometria del palo, delle caratteristiche del terreno e dell'interfaccia palo-terreno. A riguardo, poiché la realizzazione di un palo, sia esso infisso o trivellato, modifica sempre le caratteristiche del terreno nell'intorno dello stesso, si propone di assumere un angolo di resistenza a taglio pari a:

$$\begin{aligned}\phi' &= \frac{3}{4}\phi + 10 && \text{nei pali infissi} \\ \phi' &= \phi - 3^\circ && \text{nei pali trivellati}\end{aligned}$$

dove ϕ è l'angolo di resistenza a taglio prima dell'esecuzione del palo. Di seguito indicheremo con ϕ il parametro di resistenza scelto.

Ai fini del calcolo, il carico limite Q_{lim} viene convenzionalmente suddiviso in due aliquote, la resistenza alla punta Q_p e la resistenza laterale Q_l .

Resistenza unitaria alla punta

Formula di Terzaghi

La soluzione proposta da Terzaghi assume che il terreno esistente al disopra della profondità raggiunta dalla punta del palo possa essere sostituito da un sovraccarico equivalente pari alla tensione verticale efficace (trascurando pertanto il fatto che l'interazione tra palo e terreno di fondazione possa modificare tale valore) e riconduce l'analisi al problema di capacità portante di una fondazione superficiale.

La formula di *Terzaghi* può essere scritta:

$$Q_p = c \cdot N_c \cdot s_c + \gamma \cdot L \cdot N_q + 0.5 \cdot \gamma \cdot D \cdot N_\gamma \cdot s_\gamma$$

dove:

$$N_q = \frac{a^2}{2 \cos^2(45 + \phi/2)}$$

$$a = e^{(0.75\pi - \phi/2) \tan \phi}$$

$$N_c = (N_q - 1) \cot \phi$$

$$N_\gamma = \frac{\tan \phi}{2} \left(\frac{K_{p\gamma}}{\cos^2 \phi} - 1 \right)$$

Metodo di Berezantzev

Fondamentalmente *Berezantzev* fa riferimento ad una superficie di scorrimento “alla Terzaghi” che si arresta sul piano di posa (punta del palo); tuttavia egli considera che il cilindro di terreno coassiale al palo ed avente diametro pari all'estensione in sezione della superficie di scorrimento, sia in parte “sostenuto” per azione tangenziale dal rimanente terreno lungo la superficie laterale. Ne consegue un valore della pressione alla base inferiore a γD , e tanto minore quanto più questo “effetto silo” è marcato, cioè quanto più grande è il rapporto D/B ; di ciò tiene conto il coefficiente N_q , che quindi è funzione decrescente di D/B .

La resistenza unitaria Q_p alla punta, per il caso di terreno dotato di attrito (ϕ) e di coesione (c), è data dall'espressione:

$$Q_p = c \cdot N_c + \gamma \cdot L \cdot N_q$$

Avendo indicato con:

γ peso unità di volume del terreno;

L lunghezza del palo;

N_c e N_q sono i fattori di capacità portante già comprensivi dell'effetto forma (circolare);

Metodo di Vesic

Vesic ha assimilato il problema della rottura intorno alla punta del palo a quello di espansione di una cavità cilindrica in mezzo elasto-plastico, in modo da tener conto anche della compressibilità del mezzo.

Secondo *Vesic* i coefficienti di capacità portante N_q e N_c si possono calcolare come segue:

$$N_q = \frac{3}{3 - \sin \phi} \left\{ \exp \left[\left(\frac{\pi}{2} - \phi \right) \tan \phi \right] \tan^2 \left(45 + \frac{\phi}{2} \right) I_{rr}^{(4 \sin \phi) / [3(1 + \sin \phi)]} \right\}$$

L'indice di rigidezza ridotto I_{rr} nella precedente espressione viene calcolato a partire dalla deformazione volumetrica ε_v .

L'indice di rigidezza I_r si calcola utilizzando il modulo di elasticità tangenziale G' e la resistenza a taglio s del terreno.

Quando si hanno condizioni non drenate o il suolo si trova in uno stato addensato, il termine ε_v può essere assunto pari a zero e si ottiene $I_{rr}=I_r$

E' possibile fare una stima di I_r con i valori seguenti:

TERRENO	I_r
Sabbia	75-150
Limo	50-75
Argilla	150-250

Il termine N_c della capacità portante viene calcolato:

$$N_c = (N_q - 1) \cot \phi \quad (a)$$

Quando $\phi=0$ (condizioni non drenate)

$$N_c = \frac{4}{3} (\ln I_{rr} + 1) + \frac{\pi}{2} + 1$$

Metodo di Janbu

Janbu calcola N_q (con l'angolo ψ espresso in radianti) come segue:

$$N_q = \left(\tan \phi + \sqrt{1 + \tan^2 \phi} \right)^2 \exp(2\psi \tan \phi)$$

N_c si può ricavare dalla (a) quando $\phi > 0$.

Per $\phi = 0$ si usa $N_c = 5.74$

Formula di Hansen

La formula di Hansen vale per qualsiasi rapporto D/B , quindi sia per fondazioni superficiali che profonde, ma lo stesso autore introdusse dei coefficienti per meglio interpretare il comportamento reale della fondazione, senza di essi, infatti, si avrebbe un aumento troppo forte del carico limite con la profondità.

Per valori $L/D > 1$:

$$d_c = 1 + 0.4 \tan^{-1} \frac{L}{D}$$

$$d_q = 1 + 2 \tan \phi (1 - \sin \phi)^2 \tan^{-1} \frac{L}{D}$$

Nel caso $\phi = 0$

D/B	0	1	1.1	2	5	10	20	100
d' _c	0	0.40	0.33	0.44	0.55	0.59	0.61	0.62

Nei fattori seguenti le espressioni con apici (') valgono quando $\phi = 0$.

Fattore di forma:

$$s'_c = 0.2 \cdot \frac{D}{L}$$

$$s_c = 1 + \frac{N_q}{N_c} \cdot \frac{D}{L}$$

$$s_q = 1 + \frac{D}{L} \cdot \tan \phi$$

$$s_q = 1 + \frac{D}{L} \cdot \tan \phi$$

$$s_\gamma = 1 - 0.4 \cdot \frac{D}{L}$$

Fattore di profondità:

$$d'_c = 0.4 \cdot k$$

$$d_c = 1 + 0.4k$$

$$d_q = 1 + 2 \tan \phi \cdot (1 - \sin \phi) \cdot k$$

$$d_\gamma = 1 \text{ per qualsiasi } k$$

$$k = \tan^{-1} \frac{L}{D} \text{ se } \frac{L}{D} > 1$$

Resistenza del fusto

Il metodo utilizzato per il calcolo della capacità portante laterale è il metodo α , proposto da Tomlinson (1971); la resistenza laterale viene calcolata nel seguente modo:

$$Q_1 = (\alpha c + \sigma K \tan \delta) \cdot A_l \cdot f_w$$

Al = superficie laterale del palo;
 f_w = fattore di correzione legato alla tronco-conicità del palo, ossia la diminuzione percentuale del diametro del palo con
c = valore medio della coesione (o della resistenza a taglio in condizioni non drenate);
 σ = pressione verticale efficace del terreno;
K = coefficiente di spinta orizzontale, dipendente dalla tecnologia di esecuzione del palo e dal precedente stato di addensamento, viene calcolato come segue:

Per pali infissi

$$K = 1 - \tan^2\phi$$

o, nel caso specifico, è possibile assegnare i seguenti valori proposti in tabella:

Palo	K	
	Terreno sciolto	Terreno denso
Acciaio	0.5	1
Calcestr. Pref.	1	2
Legno	1	3

Per pali trivellati

$$K = 1 - \sin\phi$$

δ = attrito palo-terreno funzione della scabrezza della superficie del palo;

Per pali infissi

$$\delta = 3/4 \tan\phi$$

Per pali trivellati

$$\delta = \tan\phi$$

α = coefficiente d'adesione ricavato come di seguito riportato:

Pali trivellati:

Caquot – Kerisel

$$\alpha = \frac{100 + c^2}{100 + 7c^2}$$

Meyerhof – Murdock (1963)

$$\alpha = 1 - 0.1 \cdot c \quad \text{per } c < 5 \text{ t/m}^2$$
$$\alpha = 0.525 - 0.005 \cdot c \quad \text{per } c \geq 5 \text{ t/m}^2$$

Whitaker – Cooke (1966)

$$\alpha = 0.9 \quad \text{per } c < 2.5 \text{ t/m}^2$$
$$\alpha = 0.8 \quad \text{per } 2.5 \leq c < 5 \text{ t/m}^2$$
$$\alpha = 0.6 \quad \text{per } 5 \leq c \leq 7.5 \text{ t/m}^2$$
$$\alpha = 0.9 \quad \text{per } c > 7.5 \text{ t/m}^2$$

Woodward (1961)

$$\alpha = 0.9 \quad \text{per } c < 4 \text{ t/m}^2$$
$$\alpha = 0.6 \quad \text{per } 4 \leq c < 8 \text{ t/m}^2$$
$$\alpha = 0.5 \quad \text{per } 8 \leq c < 12 \text{ t/m}^2$$
$$\alpha = 0.4 \quad \text{per } 12 \leq c \leq 20 \text{ t/m}^2$$
$$\alpha = 0.20 \quad \text{per } c > 20 \text{ t/m}^2$$

Pali infissi

Coefficiente α per palo infisso	
$2.5 \leq c < 5 \text{ t/m}^2$	$\alpha = 1.00$
$5 \leq c < 10$	$\alpha = 0.70$
$10 \leq c < 15$	$\alpha = 0.50$
$15 \leq c < 20$	$\alpha = 0.40$
$c \geq 20$	$\alpha = 0.30$

Attrito negativo

Quando un palo viene infisso o passa attraverso uno strato di materiale compressibile prima che si sia esaurito il processo di consolidazione, il terreno si muoverà rispetto al palo facendo insorgere sforzi attritivi tra palo e terreno che inducono al cosiddetto fenomeno dell'attrito negativo. L'effetto dell'attrito negativo è quello di aumentare il carico assiale sul palo, con conseguente aumento del cedimento, dovuto all'accorciamento elastico del palo stesso per effetto dell'aumento di carico. La forza che nasce per effetto dell'attrito negativo è stimata pari alla componente attritiva della resistenza laterale (vedi Resistenza del fusto) lungo la superficie laterale a contatto con lo strato in cui si genera tale fenomeno, ma di verso opposto all'attrito positivo. La risultante così determinata non viene detratta dal carico limite, ma da quello di esercizio.

Fattore di correzione in condizioni sismiche.

Criterio di Vesic

Secondo questo autore per tenere conto del fenomeno della dilatanza nel calcolo della capacità portante è sufficiente diminuire di 2° l'angolo d'attrito degli strati di fondazione. Il limite di questo suggerimento è nel fatto che non tiene conto dell'intensità della sollecitazione sismica (espressa attraverso il parametro dell'accelerazione sismica orizzontale massima). Questo criterio pare però trovare conferma nelle osservazioni fatte in occasione di diversi eventi sismici.

Criterio di Sano

L'autore propone di diminuire l'angolo d'attrito degli strati portanti di una quantità data dalla relazione:

$$D_p = \arctg\left(\frac{a_{max}}{\sqrt{2}}\right)$$

dove a_{max} è l'accelerazione sismica orizzontale massima.

Questo criterio, rispetto a quello di **Vesic**, ha il vantaggio di prendere in considerazione anche l'intensità della sollecitazione sismica. L'esperienza però dimostra che l'applicazione acritica di questa relazione può condurre a valori eccessivamente cautelativi di **Qlim**.

Le correzioni di **Sano** e di **Vesic** si applicano esclusivamente a terreni incoerenti ben addensati. È errato applicarle a terreni sciolti o mediamente addensati, dove le vibrazioni sismiche producono il fenomeno opposto a quello della dilatanza, con aumento del grado di addensamento e dell'angolo d'attrito.

Dati generali...

Diametro punta	0,70 m
Lunghezza	12,00 m
Tipo	Trivellato
Densità relativa strato punta palo	25,00
Portanza di punta calcolata con:	Berezantzev
Profondità falda da piano campagna	12,00 m
Calcestruzzo tipo	1
Acciaio tipo	1

SISMA

Accelerazione sismica	0,061
Coefficiente di intensità sismico [Kh]	0,0122
Coefficiente di intensità sismico [Kv]	0,0061

Coefficienti sismici [N.T.C.]

Dati generali

Tipo opera:	2 - Opere ordinarie
Classe d'uso:	Classe II
Vita nominale:	50,0 [anni]
Vita di riferimento:	50,0 [anni]

Parametri sismici su sito di riferimento

Categoria sottosuolo:	C
Categoria topografica:	T1

S.L. Stato limite	TR Tempo ritorno [anni]	ag [m/s ²]	F0 [-]	TC* [sec]
S.L.O.	30,0	0,16	2,59	0,16
S.L.D.	50,0	0,2	2,56	0,17
S.L.V.	475,0	0,4	2,64	0,28
S.L.C.	975,0	0,49	2,69	0,3

Coefficienti sismici orizzontali e verticali

Opera: Stabilità dei pendii e Fondazioni

S.L. Stato limite	amax [m/s ²]	beta [-]	kh [-]	kv [sec]
S.L.O.	0,24	0,2	0,0049	0,0024
S.L.D.	0,3	0,2	0,0061	0,0031
S.L.V.	0,6	0,2	0,0122	0,0061
S.L.C.	0,735	0,2	0,015	0,0075

Archivio materiali

Conglomerati

Nr.	Classe Calcestruzzo	fck,cubi [Kg/cm ²]	Ec [Kg/cm ²]	fek [Kg/cm ²]	fed [Kg/cm ²]	fctd [Kg/cm ²]	fctm [Kg/cm ²]
1	C20/25	250	299600	200	113,3	10,1	22,1
2	C25/30	300	314750	250	141,6	11,4	25,6
3	C28/35	350	323080	280	158,6	12,6	27,6
4	C40/50	500	352200	400	226,6	16,3	35

Acciai:

Nr.	Classe Acciaio	Es [Kg/cm ²]	fyk [Kg/cm ²]	fyd [Kg/cm ²]	ftk [Kg/cm ²]	ftd [Kg/cm ²]	ep_tk	epd_ult	β1*β2 in.	β1*β2 fin.
1	B450C	2000000	4500	3913	4500	3913	.075	.0675	1	0,5
2	B450C*	2000000	4500	3913	5400	4500	.075	.0675	1	0,5
3	B450C**	2000000	4500	3913	4582	3985	.012	.01	1	0,5
4	S235H	2141370	2447,28	2128,11	3670,92	2128,11	0,012	0,01	1	0,5
5	S275H	2141370	2855,16	2482,97	4384,71	2482,97	0,012	0,01	1	0,5
6	S355H	2141370	3670,92	3191,66	5200,47	3670,92	0,012	0,01	1	0,5

Stratigrafia

Nr.: Numero dello strato. Hs: Spessore dello strato. Fi: Angolo di attrito. c: Coesione Alfa: Coefficiente adesione attrito laterale. Vs: Velocità onde di taglio.

Stratigrafia...1

Nr.	Hs	Peso unità di Volume [kg/m ³]	Peso Unità di volume Saturo [kg/m ³]	c [kg/cm ²]	Fi (°)	Attrito negativo	Alfa	Modulo elastico [kg/cm ²]	Vs [m/s]	Descrizione litologica
1	2,80	1400,00	1850,00	0,00	25,00	No	1,00	0,00	0	riporto
2	2,20	1350,00	1800,00	0,00	21,00	No	0,00	0,00	0	argilla e limo
3	2,00	1450,00	1900,00	0,00	26,00	No	0,00	0,00	0	sabbia
4	5,00	1500,00	2000,00	0,00	31,00	No	0,00	0,00	0	ghiaia sabbiosa

Carico limite

Stratigrafia	Nq	Nc	Fi/C strato punta (°)/[kg/cm ²]	Peso palo [kg]	Carico limite punta [kg]	Carico limite laterale [kg]	Carico limite [kg]	Attrito negativo [kg]	Carico limite orizzontale [kg]
A1+M1+R 3	45,87	68,43	33,25/0,00	11545,35	305194,00	42546,79	336195,40	--	--

RESISTENZA DI PROGETTO CARICHI ASSIALI

Resistenza caratteristica carichi assiali. Nome combinazione:		A1+M1+R3
Numero verticali di indagine		1
Fattore correlazione verticale indagate media (xi3)		1,70
Fattore correlazione verticale indagate minima (xi4)		1,70
	Rc, Min [kg]	Rc, Media [kg]
Base	305194,00	305194,00
Laterale	42546,79	42546,79
Totale=Base+Laterale-Peso palo	336195,40	336195,40
	Rc, Max [kg]	
Base	305194,00	
Laterale	42546,79	
Totale=Base+Laterale-Peso palo	336195,40	
Coefficiente parziale resistenza caratteristica		R3
Base		1,30
Laterale		1,30
Resistenza di progetto base		138096,80 kg
Resistenza di progetto laterale		19251,94 kg
Resistenza di progetto		145803,40 kg
Azioni di progetto		112380,00 kg
Fattore sicurezza verticale		1,30