



Regione Puglia

REGIONE PUGLIA



COMUNE DI MARGHERITA DI SAVOIA

SPORTELLO UNICO EDILIZIA (S.U.E.)

Via Duca degli Abruzzi, s.n.c. - 76016 Margherita di Savoia (BT)

PERMESSO DI COSTRUIRE PER LA REALIZZAZIONE DI
UNA STRUTTURA RICETTIVA-ALBERGHIERA IN
MARGHERITA DI SAVOIA ALLA VIA VITTORIO VENETO.

UBICAZIONE CATASTALE DEL TERRENO:
FOGLIO 17, PARTICELLE 773, 1112, 1276, 268, 270, 272.

IL PROPONENTE

Valerio Lorenzo Srl

IL TECNICO

Dott. Ing. Ruggiero Mavelli

Argomento: ALLEGATI

Contenuto
della tavola: STUDIO GEOLOGICO E GEOTECNICO

ELABORATO:

ALL.3

DATE AGGIORNAMENTI

1

2

3

4

Studio di Ingegneria

Via Traetta n°20 - 76016 Margherita di Savoia (BT)

RUGGIERO MAVELLI INGEGNERE

cell: [349.8659451](tel:349.8659451)

E-mail: rugmave@libero.it

Ubicazione Immobile: Via Vittorio Veneto

COMUNE DI MARGHERITA DI SAVOIA

Provincia di Barletta - Andria - Trani

Oggetto

ART.8 DEL D.P.R. N.160/2010 - D.G.R. N.2581 del 22/11/2011
RICHIESTA DI ACCORDO DI PROGRAMMA PER LA REALIZZAZIONE DI UNA
STRUTTURA RICETTIVA-ALBERGHIERA IN MARGHERITA DI SAVOIA ALLA VIA
VITTORIO VENETO.

UBICAZIONE CATASTALE DEL TERRENO:
FOGLIO 17, PARTICELLE 773, 1112, 1276, 268, 270, 272.

DOTT. GEOL. PIETRO
SALVATORE CAPOZZA

VICO SAN PIETRO, N. 9 – 76121 –
BARLETTA (BT)

Cod. Fisc: CPZPRS78M25A883U
P.iva n. 07843850723

Data: APRILE 2018

Il committente

Valerio Lorenzo srl

Il tecnico

Ing. Ruggiero MAVELLI

IL Geologo

Dott. Geol. Pietro Salvatore CAPOZZA

**RELAZIONE GEOLOGICA E CARATTERIZZAZIONE
GEOTECNICA**

GEOMORFOLOGIA DEL TERRITORIO

Ubicazione, riferimenti topografici.

A seguito di incarico ricevuto dal **Sig. Lorenzo VALERIO**, amministratore della **Società VALERIO LORENZO SRL** per la redazione di uno studio geomorfologico e geotecnico, relativo al suolo, sito alla via Vittorio Veneto, in Comune di Margherita di Savoia.

Lo studio geomorfologico e la caratterizzazione geotecnica è stato perciò articolato seguendo lo schema consigliato dalle normative vigenti, con riferimento alle norme ed alle istruzioni del:

D.M. 21.3.1988 n° 47;

D.M. 20.3.03 n° 3274;

D.M. 14.01.2008 (Norme Tecniche per le Costruzioni).

D.M. 17.01.2018 (Norme Tecniche per le Costruzioni).

- *Caratteristiche geomorfologiche.*

L'agro del **Comune di Margherita di Savoia**, dal punto di vista geologico, si differenzia litologicamente per il territorio posto a Nord- NordEst, rispetto alla S.S.159, verso la linea di costa, dal territorio posto a Sud Ovest, Sud e Sud Est, ossia verso l'entroterra.

Il territorio posto a Sud è caratterizzato da una zona depressa altimetricamente, con altezza media di 2, massimo 5, metri sul livello del mare, colma di terreni limosi ed a luoghi anche torbosi, dovuti a sedimentazione lacustre, sede di specchi d'acqua stagnante, sede delle vasche di evaporazione delle *Saline*.

Mentre a Nord della statale, per qualche centinaio di metri, si estendono arenili, con altezza media di 1-2 metri sul l.m., che definiscono le spiagge marine attuali.

Lungo la linea di contatto fra le formazioni sabbiose delle spiagge e quelle alluvionali recenti si riscontra una fascia, all'incirca coincidente con la SS. 159 e l'area in oggetto, di detriti di pezzatura varia dovuti all'accumolo di detriti derivanti dal disfacimento dei piccoli rilievi dell'entroterra, per erosione fluviale, o per degradazione meteorica areale trasportati, in periodi di piena, dalle fiumare che si riversavano perpendicolarmente alla linea di costa nel mare.

STALCIO CARTA TECNICA REGIONALE
REGIONE PUGLIA
MASSERIA GIARDINO - N.423022



- STRATIGRAFIA

- mezzi d'indagine :
- scavi saggi
- penetrometro dinamico
- sonda piezometrica
- giudizio sul potenziale di liquefazione dei terreni di sedime;
- prospezione geosismica (Vs30 in base al D.M. 17.01.2018 (Norme Tecniche per le Costruzioni)).

I depositi in precedenza descritti rappresentano i sedimenti sui quali è sorta e poggia l'abitato di Margherita di Savoia, in particolare l'area nella quale dovrà sorgere il manufatto. Esso è ubicato alla quota media di + 1,50 metri sul livello del mare ad assetto orizzontale.

La situazione stratigrafica e sedimentologica, deriva dall'aver analizzato ed interpretati sondaggi geognostici e scavi d'assaggio eseguiti dagli scriventi in zone prossime al perimetro delle erigende strutture e in ogni caso poste a distanza geologicamente significativa dai luoghi in oggetto, la cui ubicazione è riportata in allegato.

In particolare essi hanno evidenziato la seguente successione stratigrafica media:

da 0,00 m* a - 1,00 m Terreno vegetale;

da -1.00 m a -3,00 m Sabbia sciolta;

da -3,50 m a -6,00 m Sabbia Limosa;

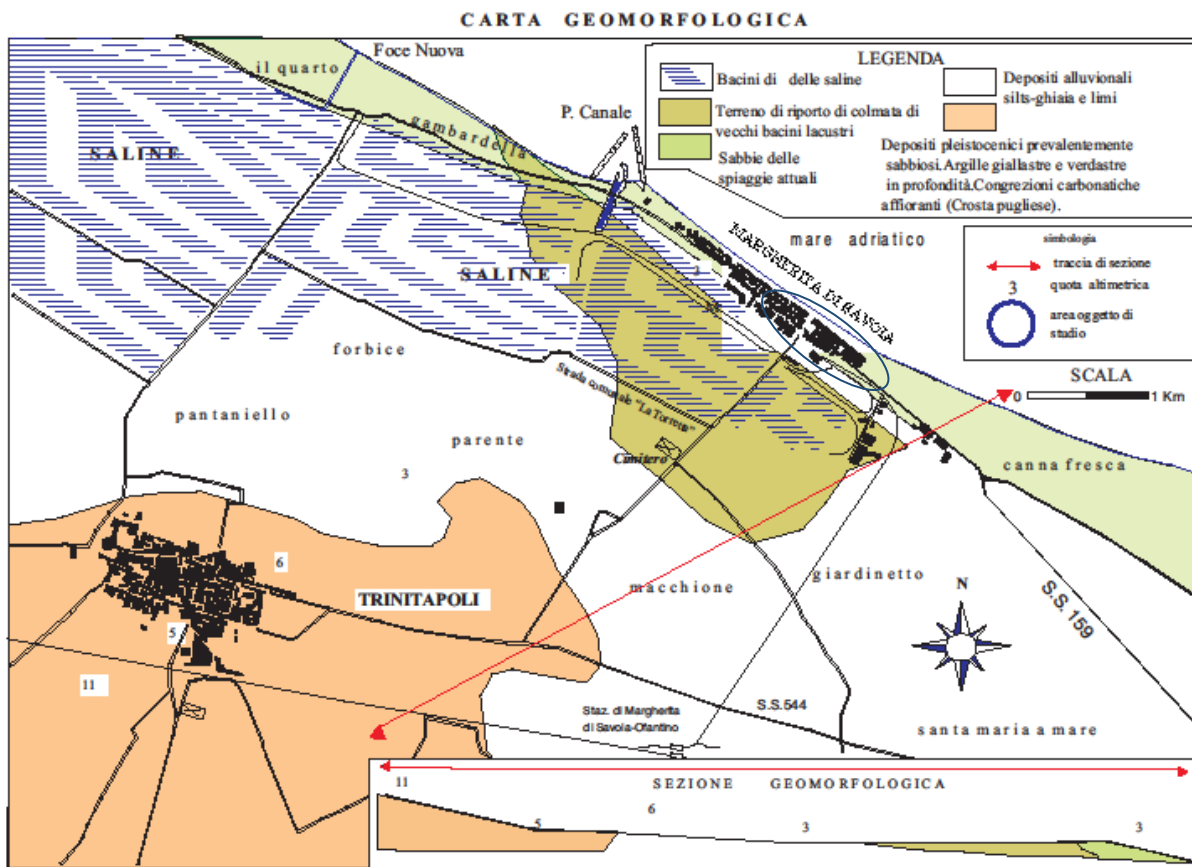
da - 6,00 m a -10,0 m Limo Sabbioso

Tutti i terreni risultano saturi d'acqua in quanto le falde acquifere si rinvennero numerose e con livello ad appena 100 - 120 centimetri di profondità dal p.c. attuale (spiaggia).

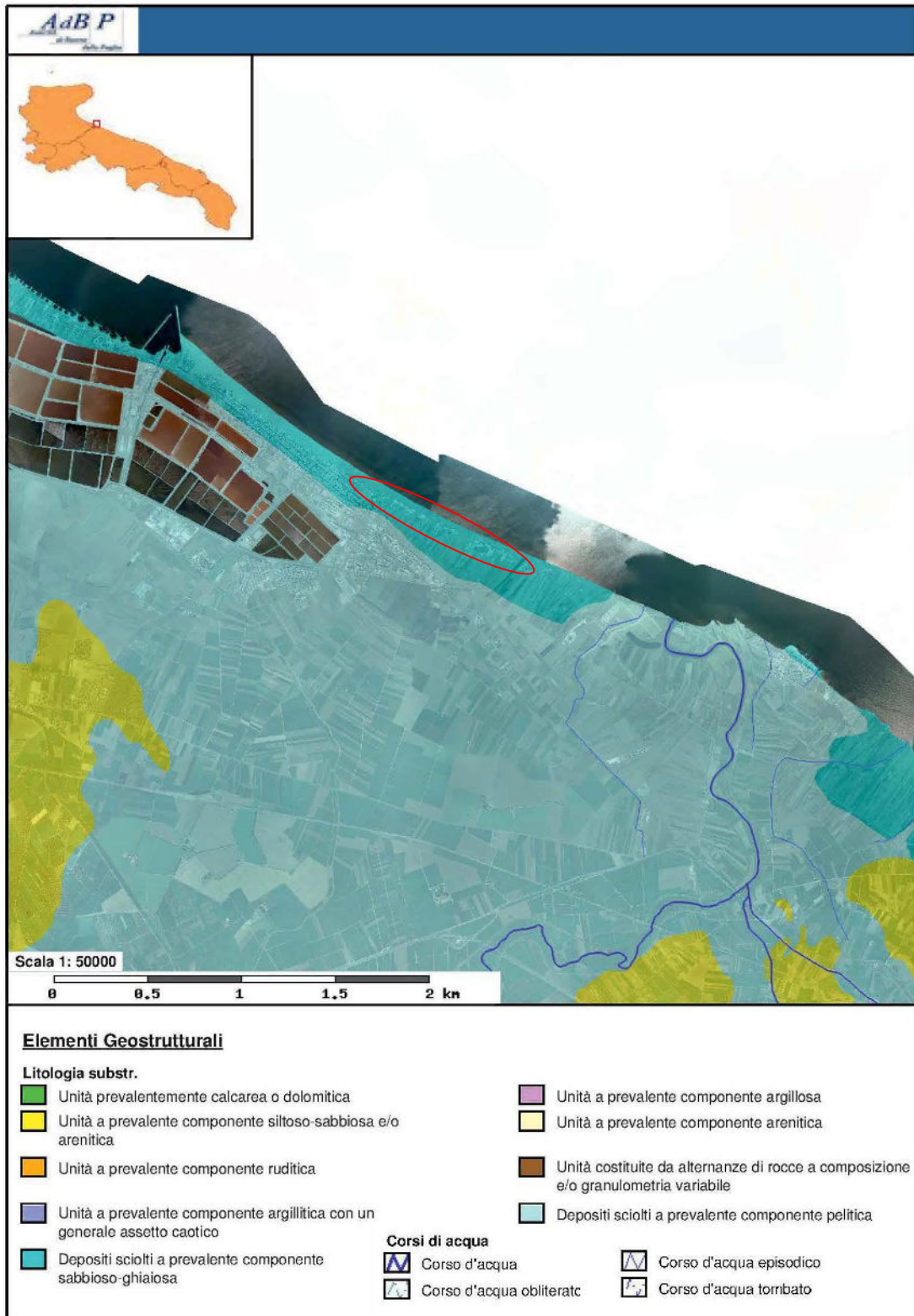
ORTOFOTO SATELLITARE CON UBICAZIONE DELLE INDAGINI GEOGNOSTICHE



MASW= Prospezione geosismica metodologia MASW **P1**= Prova Penetrometrica (SPT)



CARTA IDROGEOLOGOLITOLOGICA



COMPATIBILITA' DELLE PREVISIONI PROGETTUALI CON IL P.A.I. (Piano per L'assetto Idrogeologico - Regione Puglia)

In merito alle condizioni di regime idraulico e di stabilità dei versanti il Piano di Assetto Idrogeologico, approvato con Delibera Istituzionale n°39 del 30/11/2005 dall'Autorità di Bacino della Regione Puglia, non individua aree a Pericolosità Idraulica e/o Geomorfologica in corrispondenza del sito oggetto d'intervento progettuale.

L'Autorità di Bacino della Regione Puglia ha prodotto, quale parte integrante del quadro conoscitivo del nuovo Piano Paesaggistico Territoriale Regionale (adeguato al Decreto Legislativo 42/2004), una Carta Idrogeomorfologica del territorio pugliese. Tale strumento, pur non avendo ancora valore formale in applicazione alle Norme Tecniche di Attuazione del PAI, risulta una valida guida per accertare la presenza e l'andamento del reticolo idrografico sul territorio. A tal proposito, pur essendo presenti sul territorio comunale di Margherita di Savoia alcune porzioni del reticolo idrografico, si è potuto verificare che l'area in esame, oggetto di intervento progettuale, non ricade all'interno di alcuna fascia di rispetto (potenzialmente inondabile) così come individuate all'art.6 comma 8 e all'art.10 comma 3 delle NTA del Piano per l'Assetto idrogeologico della Regione Puglia.

Pertanto sotto il profilo della pericolosità geologica l'area di interesse è di pericolosità geologica nulla.

Per quanto concerne la pericolosità idraulica l'area è perimetrata in pericolosità idraulica nulla (vedi Tav. perimetrazione delle aree del Sistema informativo territoriale dell'AdB Puglia).



L'area in esame, oggetto di intervento progettuale, non ricade all'interno di alcuna fascia di rispetto (potenzialmente inondabile) così come individuate all'art.6 comma 8 e all'art.10 comma 3 delle NTA del Piano per l'Assetto idrogeologico della Regione Puglia.

Easy MASW

La geofisica osserva il comportamento delle onde che si propagano all'interno dei materiali. Un segnale sismico, infatti, si modifica in funzione delle caratteristiche del mezzo che attraversa. Le onde possono essere generate in modo artificiale attraverso l'uso di masse battenti, di scoppi, etc.

Moto del segnale sismico

Il segnale sismico può essere scomposto in più fasi ognuna delle quali identifica il movimento delle particelle investite dalle onde sismiche. Le fasi possono essere:

- **P**-Longitudinale: onda profonda di compressione;
- **S**-Trasversale: onda profonda di taglio;
- **L**-Love: onda di superficie, composta da onde P e S;
- **R**-Rayleigh: onda di superficie composta da un movimento ellittico e retrogrado.

Onde di Rayleigh – “R”

In passato gli studi sulla diffusione delle onde sismiche si sono concentrati sulla propagazione delle onde profonde (P,S) considerando le onde di superficie come un disturbo del segnale sismico da analizzare. Recenti studi hanno consentito di creare dei modelli matematici avanzati per l'analisi delle onde di superficie in mezzi a differente rigidità.

Analisi del segnale con tecnica MASW

Secondo l'ipotesi fondamentale della fisica lineare (Teorema di Fourier) i segnali possono essere rappresentati come la somma di segnali indipendenti, dette armoniche del segnale. Tali armoniche, per analisi monodimensionali, sono funzioni trigonometriche seno e coseno, e si comportano in modo indipendente non interagendo tra di loro. Concentrando l'attenzione su ciascuna componente armonica il risultato finale in analisi lineare risulterà equivalente alla somma dei comportamenti parziali corrispondenti alle singole armoniche. L'analisi di Fourier (analisi spettrale FFT) è lo strumento fondamentale per la caratterizzazione spettrale del segnale. L'analisi delle onde di Rayleigh, mediante tecnica MASW, viene eseguita con la trattazione spettrale del segnale nel dominio trasformato dove è possibile, in modo abbastanza agevole, identificare il segnale relativo alle onde di Rayleigh rispetto ad altri tipi di segnali, osservando, inoltre, che le onde di Rayleigh si

propagano con velocità che è funzione della frequenza. Il legame velocità frequenza è detto spettro di dispersione. La curva di dispersione individuata nel dominio f-k è detta curva di dispersione sperimentale, e rappresenta in tale dominio le massime ampiezze dello spettro.

Modellizzazione

E' possibile simulare, a partire da un modello geotecnico sintetico caratterizzato da spessore, densità, coefficiente di Poisson, velocità delle onde S e velocità delle Onde P, la curva di dispersione teorica la quale lega velocità e lunghezza d'onda secondo la relazione:

$$v = \lambda \times \nu$$

Modificando i parametri del modello geotecnico sintetico, si può ottenere una sovrapposizione della curva di dispersione teorica con quella sperimentale: questa fase è detta di inversione e consente di determinare il profilo delle velocità in mezzi a differente rigidità.

Modi di vibrazione

Sia nella curva di inversione teorica che in quella sperimentale è possibile individuare le diverse configurazioni di vibrazione del terreno. I modi per le onde di Rayleigh possono essere: deformazioni a contatto con l'aria, deformazioni quasi nulle a metà della lunghezza d'onda e deformazioni nulle a profondità elevate.

Profondità di indagine

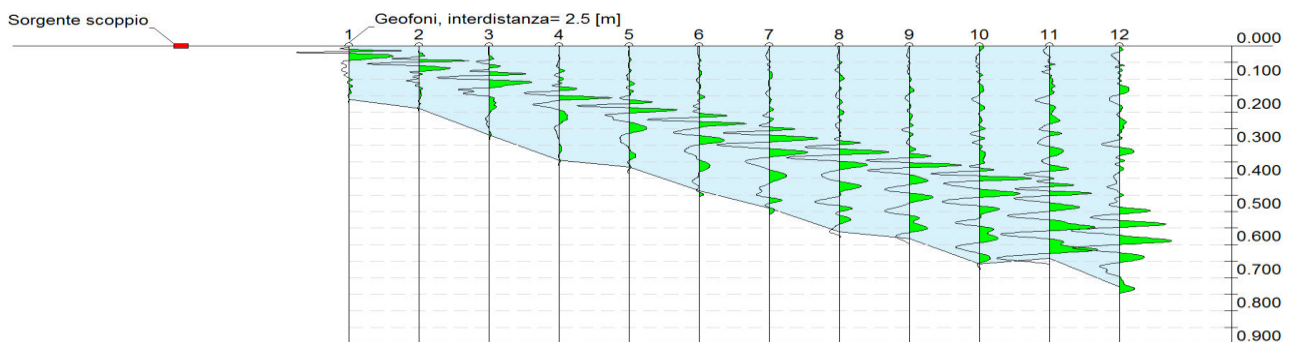
Le onde di Rayleigh decadono a profondità circa uguali alla lunghezza d'onda. Piccole lunghezze d'onda (alte frequenze) consentono di indagare zone superficiali mentre grandi lunghezze d'onda (basse frequenze) consentono indagini a maggiore profondità.



Dati generali

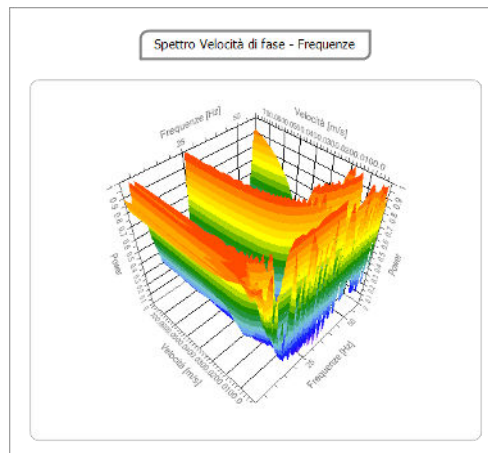
Tracce

N. tracce 12
Durata acquisizione 2000.0
[msec]
Interdistanza geofoni 2.5
[m]
Periodo di campionamento 1.00
[msec]



Analisi spettrale

Frequenza minima di elaborazione [Hz] 1
Frequenza massima di elaborazione [Hz] 60
Velocità minima di elaborazione [m/sec] 1
Velocità massima di elaborazione [m/sec] 800
Intervallo velocità [m/sec] 1



Curva di dispersione

n.	Frequenza [Hz]	Velocità [m/sec]	Modo
1	15.9	360.7	0
2	18.1	310.6	0
3	21.1	269.3	0
4	24.6	236.9	0
5	28.0	207.4	0
6	31.3	183.8	0
7	38.6	148.4	0
8	44.9	136.6	0

Curva di dispersione

n.	Frequenza [Hz]	Velocità [m/sec]	Modo
1	7.4	325.4	0
2	8.1	280.3	0
3	8.7	205.3	0
4	10.9	154.2	0
5	13.2	106.1	0
6	17.4	88.1	0
7	22.2	76.1	0
8	24.9	70.1	0
9	29.5	67.1	0
10	35.1	64.1	0
11	39.5	64.1	0
12	42.8	61.1	0
13	46.1	58.1	0
14	49.2	58.1	0

15	53.2	58.1	0
16	57.2	58.1	0

Inversione

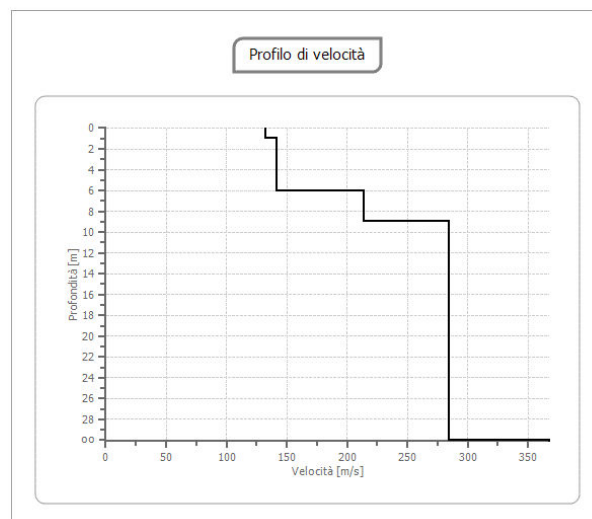
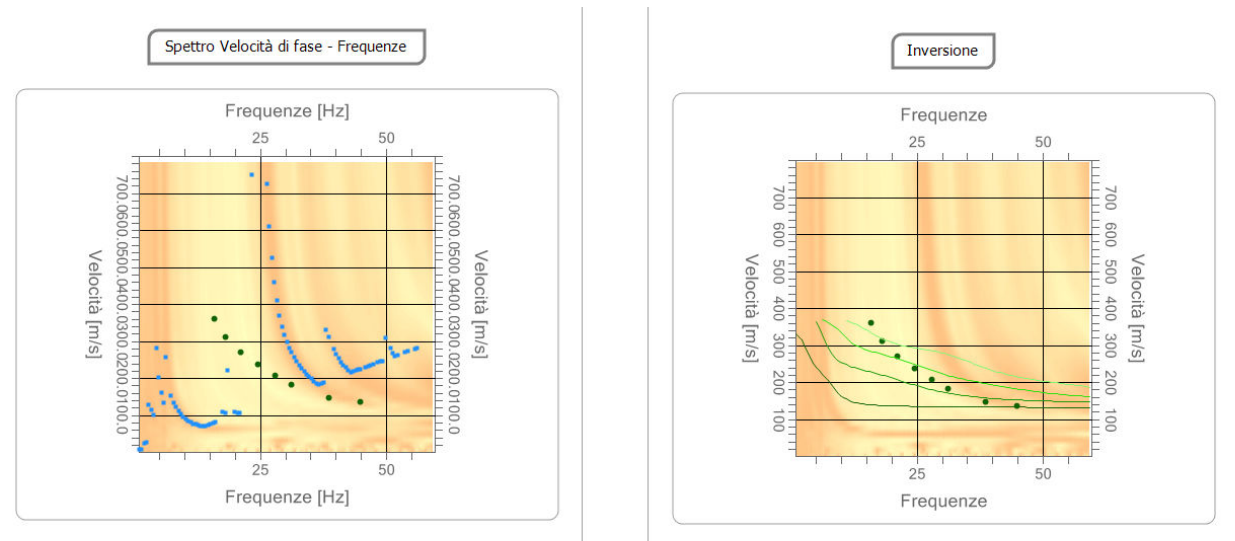
n.	Descrizione	Profondità [m]	Spessore [m]	Peso unità volume [kg/mc]	Coefficiente Poisson	Falda	Vp [m/sec]	Vs [m/sec]
1	TERRENO VEGETALE	1.00	1.00	1900.0	0.5	No	440.1	132.7
2	SABBIA SCIOLTA	4.00	3.00	2000.0	0.3	SI	265.4	141.8
3	SABBIA LIMOSA LIMO SABBIOSO	10.50	6.50	2000.0	0.4	SI	445.1	213.8
4	ARGILLA	32.50	22.00	1900.0	0.4	No	695.9	284.1
5	ARGILLA	38.50	6.00	1900.0	0.4	No	836.6	368.1
6		oo	oo	2100.0	0.4	No	440.1	132.7

Percentuale di errore

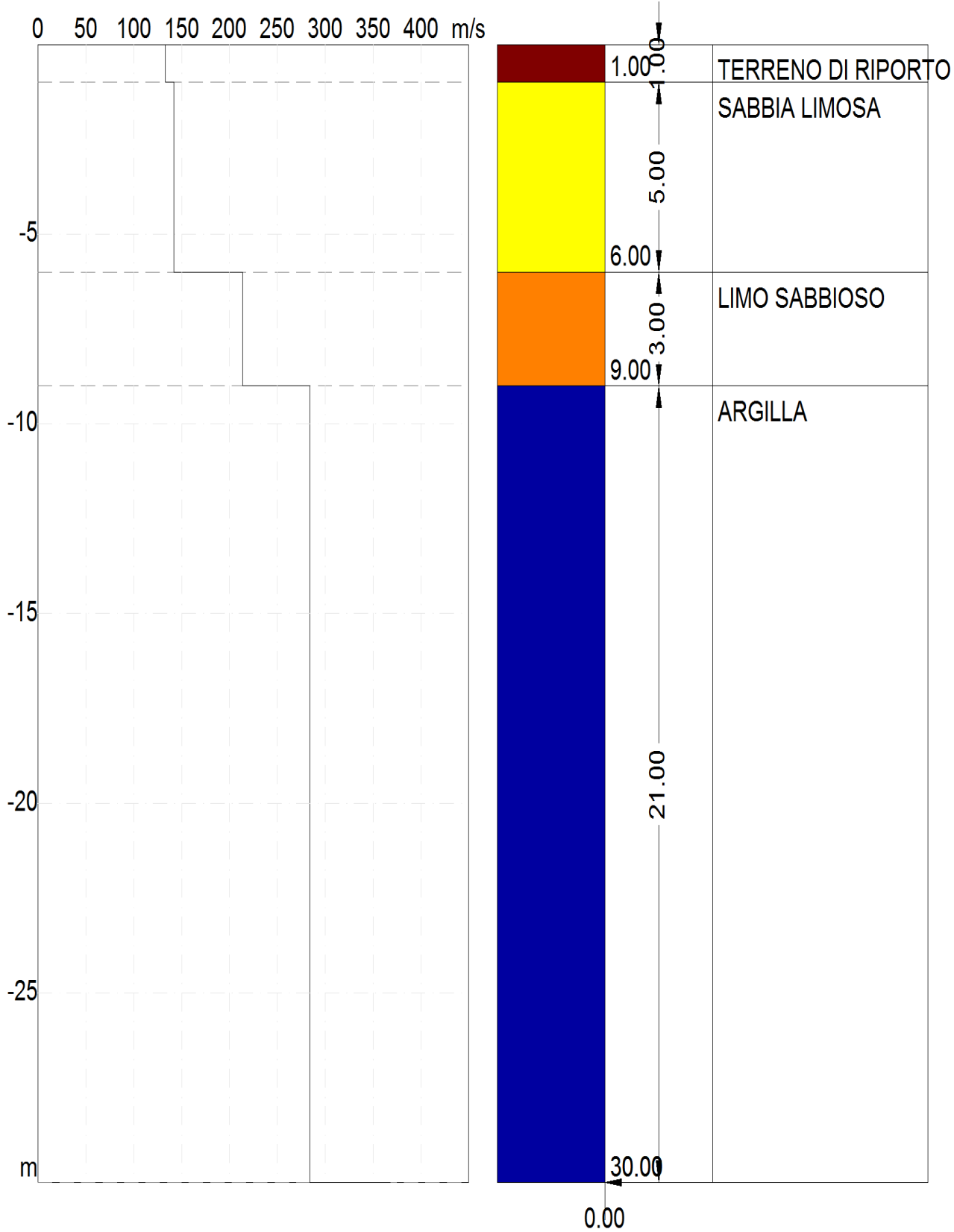
2.907 %

Fattore di disadattamento della soluzione

0.158



SISMOSTRATIGRAFIA



Risultati

Profondità piano di posa [m] 2.00
Vs30 [m/sec] 234.00
Categoria del suolo C

Suolo di tipo C: Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di Vs,30 compresi tra 180 m/s e 360 m/s (ovvero $15 < NSPT_{30} < 50$ nei terreni a grana grossa e $70 < cu_{30} < 250$ kPa nei terreni a grana fina).

Altri parametri geotecnici

n.	Profondità [m]	Spessore [m]	Vs [m/s]	Vp [m/s]	Densità [kg/m ³]	Coefficiente Poisson	G0 [MPa]	Ed [MPa]	M0 [MPa]	Ey [MPa]	NSPT	Qc [kPa]
1	1.00	1.00	132.69	440.08	1700.00	0.45	29.93	329.24	289.33	86.80	100	96.75
2	6.00	5.00	141.85	265.38	1900.00	0.30	38.23	133.81	82.83	99.40	17	135.31
3	9.00	3.00	213.81	445.08	1800.00	0.35	82.29	356.58	246.86	222.18	77	1063.69
4	30.00	21.00	284.10	695.91	1800.00	0.40	145.29	871.72	678.01	406.80	N/A	4437.67
5	oo	oo	368.05	836.60	1800.00	0.38	243.83	1259.81	934.70	672.98	0	N/A
1	1.00	1.00	132.69	440.08	1700.00	0.45	29.93	329.24	289.33	86.80	100	96.75

G0: Modulo di deformazione al taglio;

Ed: Modulo edometrico;

M0: Modulo di compressibilità volumetrica;

Ey: Modulo di Young;

SISMICITÀ

Il territorio comunale di Margherita di Savoia (Bt) è classificato dall' Ordinanza P.C.M. n. 3274 del 23.03.2003 in zona sismica 2.

Si riporta la tabella ove ciascuna zona è individuata secondo valori di accelerazione di picco orizzontale del suolo a_g , con probabilità di superamento del 10% in 50 anni.

Zona sismica	Accelerazione orizzontale con probabilità di superamento pari al 10% in 50 anni [a_g/g]	Accelerazione orizzontale di ancoraggio dello spettro di risposta elastico [a_g/g]
1	> 0.25	0.35
2	0.15 – 0.25	0.25
3	0.05 – 0.15	0.15
4	< 0.05	0.05

Con l'entrata in vigore del D.M. 17 gennaio 2018, infatti, **la stima della pericolosità sismica viene definita mediante un approccio “sito dipendente”** e non più tramite un criterio “zona dipendente”.

L'azione sismica di progetto in base alla quale valutare il rispetto dei diversi *stati limite* presi in considerazione viene definita partendo dalla “pericolosità di base” “del sito di costruzione, che è l'elemento essenziale di conoscenza per la determinazione dell'azione sismica (vedere RELAZIONE SULLA MODELLAZIONE SISMICA).

ANALISI DEL TERRENO

Dalla indagine geosismica effettuata, è stato definito una V_{s30} pari a 234.00 m/s, congruente con la descrizione stratigrafica secondo la tab. 3.2.II delle NTC 2018, il sito in esame ricade, quindi, nella categoria di **sottosuolo C**.

Tab. 3.2.II – *Categorie di sottosuolo che permettono l'utilizzo dell'approccio semplificato.*

Categoria	Caratteristiche della superficie topografica
A	<i>Ammassi rocciosi affioranti o terreni molto rigidi caratterizzati da valori di velocità delle onde di taglio superiori a 800 m/s, eventualmente comprendenti in superficie terreni di caratteristiche meccaniche più scadenti con spessore massimo pari a 3 m.</i>
B	<i>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.</i>
C	<i>Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti con profondità del substrato superiori a 30 m, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 180 m/s e 360 m/s.</i>
D	<i>Depositi di terreni a grana grossa scarsamente addensati o di terreni a grana fina scarsamente consistenti, con profondità del substrato superiori a 30 m, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 100 e 180 m/s.</i>
E	<i>Terreni con caratteristiche e valori di velocità equivalente riconducibili a quelle definite per le categorie C o D, con profondità del substrato non superiore a 30 m.</i>

Tab. 3.2.IV – *Espressioni di S_s e di C_c*

Categoria sottosuolo	S_s	C_c
A	1,00	1,00
B	$1,00 \leq 1,40 - 0,40 \cdot F_0 \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1,20$	$1,10 \cdot (T_C^*)^{-0,20}$
C	$1,00 \leq 1,70 - 0,60 \cdot F_0 \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1,50$	$1,05 \cdot (T_C^*)^{-0,33}$
D	$0,90 \leq 2,40 - 1,50 \cdot F_0 \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1,80$	$1,25 \cdot (T_C^*)^{-0,50}$
E	$1,00 \leq 2,00 - 1,10 \cdot F_0 \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1,60$	$1,15 \cdot (T_C^*)^{-0,40}$

Relazione di calcolo per la prova penetrometrica dinamica (S.P.T.)

Il campionatore utilizzato per eseguire il sondaggio ha caratteristiche rappresentate dal modello in Figura 1.1

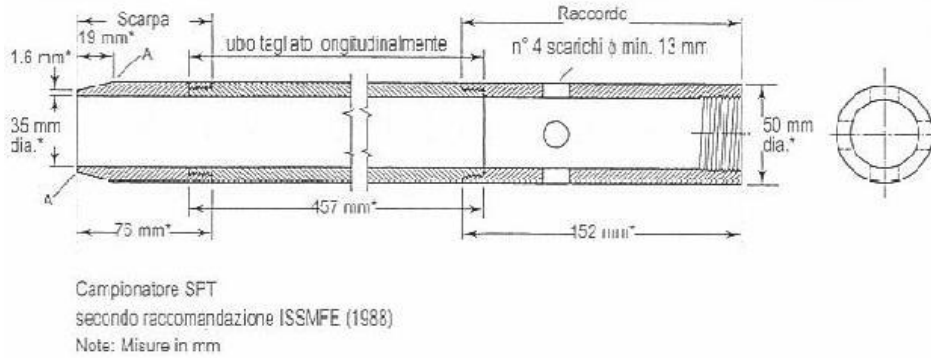


Figura 1.1: Campionatore per la prova Standard Penetration Test (S.P.T.).

Stratigrafia

La stratigrafia del sito è caratterizzata da 4 strati aventi le litologie raffigurate nelle immagini sottostanti (Figura 1.2 e Tabella 1.1).

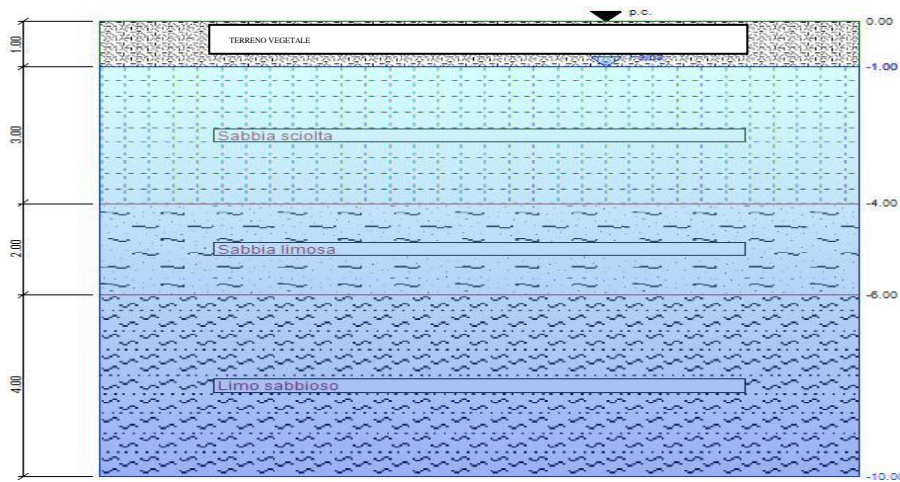


Figura 1.2: Stratigrafia del sito.

Quote [m]	Descrizione litologica	γ [daN/cm ³]	OCR
0.00	Terreno vegetale	0.0018	1.00
-1.00	Sabbia sciolta	0.0019	1.00
-4.00	Sabbia limosa	0.0019	1.00
-6.00	Limo sabbioso	0.0019	1.00

Tabella 1.1: Stratigrafia del sito.

La tabella seguente riporta l'andamento della tensione totale, della tensione efficace e della pressione idrostatica.

Quote [m]	Tensione totale [daN/cm ²]	Tensione efficace [daN/cm ²]	Pressione neutra [daN/cm ²]
0.00	0.00	0.00	0.00
-1.00	0.18	0.18	0.00
-2.00	0.37	0.27	0.10
-3.00	0.55	0.35	0.20
-4.00	0.74	0.44	0.29
-5.00	0.92	0.52	0.39
-6.00	1.10	0.60	0.49
-7.00	1.27	0.68	0.59
-8.00	1.45	0.76	0.69
-9.00	1.62	0.84	0.78

Tabella 1.2: Andamento pressioni.

E' presente una falda tra la quota -1.00 m e la quota -10.00 m.

Dati prova

L'operatore ha fatto penetrare il campionatore per tre tratti successivi di 15 cm registrando il numero di colpi del maglio le cui caratteristiche sono quelle normalizzate secondo le raccomandazioni dell'Associazione Geotecnica Italiana:

- Diametro cono: 5.1 cm
- Peso maglio: 63.5 kg
- Altezza di caduta: 76 cm
- Rapporto di energia delle aste: 60%

Il campionatore utilizzato ha lunghezza delle aste pari a 5 m ed è di tipo standard.

Sono stati eseguiti 10 sondaggi nel terreno, i cui risultati, relativi al numero di colpi N_{spt} per avanzare di 30 cm, sono riportati nella tabella sottostante.

Quota [m]	N _{spt}	d ₅₀	F _c
0.00	2	0.400	4.0
-1.00	8	0.400	4.0
-2.00	13	0.400	4.0
-3.00	15	0.400	4.0
-4.00	8	0.400	4.0
-5.00	10	0.400	4.0
-6.00	10	0.400	4.0

-7.00	10	0.400	4.0
-8.00	12	0.400	4.0
-9.00	13	0.400	4.0

Tabella 1.3: dati del sondaggio.

Al valore di N_{spt} , dato dalla somma di N_2 e N_3 , è stata apportata la correzione di Terzaghi e Peck (1948) per le sabbie limose nei casi in cui N_{spt} risulti maggiore di 15. Questo per tenere conto delle sovrappressioni interstiziali.

Il diametro di perforazione influenza la resistenza alla penetrazione. Skempton ha indicato di utilizzare un fattore di correzione pari a: 1.05

Un'ulteriore correzione è dovuta alla lunghezza delle aste, in questo caso il coefficiente è pari a: 0,85.

Risultati

Le caratteristiche geotecniche dei terreni sono state determinate attraverso le correlazioni proposte da diversi autori (Schmertmann, Peck, Meyerhof) a partire dalle caratteristiche stratigrafiche dei terreni.

Di seguito sono riportati i parametri del terreno ricavati dai calcoli eseguiti.

DENSITA' RELATIVA D_r

La densità relativa è stata calcolata con:

- Skempton (1986)
- Gibbs e Holts (1957)
- Meyerhof (1957)
- Bazaraa (1967)
- Cubrinowski e Ischiara (1988)
- Schultze & Mezembach (1961))

DENSITA' RELATIVA [%]							
Quota [m]	Skempton	Gibs & Holts	Meyerhof	Bazaraa	Cubrinowski & Ischiara	Schultze & Mezembach	Media
0.00	0	0	0	0	0	0	0
-1.00	67	64	60	45	70	0	61
-2.00	75	73	73	53	81	0	71
-3.00	73	73	75	52	81	0	71
-4.00	49	52	53	36	56	0	49
-5.00	51	55	57	38	60	0	52

-6.00	48	52	55	36	58	0	50
-7.00	46	50	53	34	56	0	48
-8.00	48	52	57	37	60	0	51
-9.00	48	52	58	38	61	0	51

Tabella 1.4: risultati del calcolo per la Densità relativa.

ANGOLO DI RESISTENZA AL TAGLIO FI

L'angolo di resistenza al taglio è stato calcolato con:

- Shioi e Fukuni R.B.S. (1982) - [RBS]
- Shioi e Fukuni J.N.R. (1982) - [JNR]
- Peck, Hansen e Thorburn (1974) - [PHT]
- Owasaki e Iwasaki - [O&I]
- Sowers (1961) - [SOW]
- Meyerhof (1965) (<5% limo) - [M<5]
- Meyerhof (1965) (>5% limo) - [M>5]
- De Mello (1971) - [DEM]
- Mitchell (1978) - [MIT]
- Hatanaka e Uchida (1996) - [H&U]
- Schmertmann (1975) - [S75]
- Schmertmann (1978) - [S78]
- Malcev (1964) - [MAL]

ANGOLO DI RESISTENZA AL TAGLIO [°] - Tabella 1 -							
Quota [m]	RBS	JNR	PHT	O&I	SOW	M<5	M>5
0.00	20	28	28	0	0	0	0
-1.00	25	29	29	27	30	33	28
-2.00	28	31	30	30	31	34	30
-3.00	29	31	31	31	32	35	30
-4.00	25	29	29	0	30	33	28
-5.00	27	30	30	0	31	33	28
-6.00	27	30	30	0	31	33	28
-7.00	27	30	30	0	31	33	28
-8.00	28	30	30	0	31	34	29
-9.00	28	31	30	0	31	34	30

ANGOLO DI RESISTENZA AL TAGLIO [°] - Tabella 2 -							
Quota [m]	DEM	MIT	H&U	S75	S78	MAL	Media
0.00	0	0	0	0	0	0	25
-1.00	35	0	38	37	38	27	31
-2.00	0	0	41	41	39	27	33
-3.00	45	0	41	42	39	26	34
-4.00	35	35	35	35	36	25	31

-5.00	0	0	36	36	37	25	31
-6.00	0	0	35	35	36	25	31
-7.00	0	0	35	35	36	24	31
-8.00	40	0	36	36	36	24	32
-9.00	35	35	36	36	36	24	32

Tabella 1.5: risultati del calcolo per l'Angolo di Resistenza al taglio.

MODULO ELASTICO E

Il modulo elastico è stato calcolato con:

- Stroud (1989)
- Burland e Burbidge (1985)
- Jamiolkowski (1988)
- Tornaghi ()
- Schmertmann (1978)
- D'Apollonia (1970)
- Schultze & Mezembach ()
- Webb ()

MODULO ELASTICO [daN/cm ²] - Tabella 1 -					
Quota [m]	Stroud	Burland & Burbridge	Jamiolkoski	Tornaghi	Schmertmann
0.00	0 - 0	0 - 0	0	0	0
-1.00	145 - 1 158	139 - 213	206	188	85
-2.00	235 - 1 881	274 - 422	303	240	138
-3.00	271 - 2 171	335 - 514	359	258	160
-4.00	145 - 1 158	139 - 213	251	0	57
-5.00	181 - 1 447	190 - 293	307	0	71
-6.00	181 - 1 447	190 - 293	317	0	71
-7.00	181 - 1 447	190 - 293	323	0	71
-8.00	217 - 1 736	246 - 379	380	0	85
-9.00	235 - 1 881	274 - 422	412	0	92
MODULO ELASTICO [daN/cm ²] - Tabella 2 -					
Quota [m]	D'Apollonia	Schultze & Mezembach	Webb	Media	
0.00	0	0	0	0	0
-1.00	443	112	106	246	
-2.00	490	135	128	355	
-3.00	509	145	136	402	
-4.00	443	112	106	257	
-5.00	462	121	115	305	
-6.00	462	121	115	306	
-7.00	462	121	115	307	
-8.00	481	131	123	355	
-9.00	490	135	128	380	

Tabella 1.6: risultati del calcolo per il Modulo Elastico.

MODULO DI TAGLIO G

Il modulo di taglio è stato calcolato con:

- Otha e Goto (1978)
- Ohsaki & Iwasaki
- Crespellani & Vannucchi

MODULO DI TAGLIO [daN/cm²]				
Quota [m]	Otha & Goto	Ohsaki & Iwasaki	Crespellani & Vannucchi	Media
0.00	0	0	0	0
-1.00	264	426	271	320
-2.00	411	672	365	483
-3.00	507	769	398	558
-4.00	430	0	271	350
-5.00	507	0	311	409
-6.00	530	0	311	420
-7.00	564	0	311	438
-8.00	633	0	348	490
-9.00	681	0	365	523

Tabella 1.7: risultati del calcolo per il Modulo di Taglio.

MODULO DI DEFORMAZIONE EDOMETRICO M

Il modulo di deformazione edometrico è stato calcolato con:

- Farrent (1963)
- Menzebach & Malcev

MODULO DI DEFORMAZIONE EDOMETRICO [daN/cm²]			
Quota [m]	Farrent	Menzebach e Malcev	Media
0.00	0	0	0
-1.00	50	69	60
-2.00	82	89	86
-3.00	94	97	96
-4.00	50	62	56
-5.00	63	69	66
-6.00	63	69	66
-7.00	63	69	66
-8.00	76	75	76
-9.00	82	78	80

Tabella 1.8: risultati del calcolo per il Modulo di deformazione Edometrico.

MODULO ELASTICO NON DRENATO E_u

Il modulo elastico non drenato è stato calcolato con:

- Stroud (1989)

MODULO ELASTICO NON DRENATO [daN/cm²]	
Quota [m]	Stroud

0.00	114 - 188
-1.00	456 - 752
-2.00	741 - 1 223
-3.00	855 - 1 411
-4.00	456 - 752
-5.00	570 - 941
-6.00	570 - 941
-7.00	570 - 941
-8.00	684 - 1 129
-9.00	741 - 1 223

Tabella 1.9: risultati del calcolo per il Modulo Elastico non Drenato.

POTENZIALE DI LIQUEFAZIONE

Il potenziale di liquefazione è stato calcolato con:

- Seed & Idriss (1982)
- Iwasaki & Al. (1984)
- Seed & Al. (1985)
- Tokimatsu & Yoshimi (1983)

POTENZIALE DI LIQUEFAZIONE [-]					
Quota [m]	Seed & Idriss	Iwasaki & Al.	Seed & Al	Tokimatsu & Yoshimi	Media
0.00	0	0	0	0	0
-1.00	5	20	3	6	9
-2.00	6	25	3	8	11
-3.00	5	27	3	9	11
-4.00	2	14	2	3	5
-5.00	3	17	2	3	6
-6.00	2	17	2	3	6
-7.00	2	17	2	2	6
-8.00	2	20	2	3	7
-9.00	2	22	2	3	7

Tabella 1.10: risultati del calcolo per il Potenziale di Liquefazione.

VALUTAZIONE GRADO DI ADDENSAMENTO

Il grado di addensamento è valutato secondo le raccomandazione A.G.I. del 1977.

VALUTAZIONE GRADO DI ADDENSAMENTO	
Quota [m]	Raccomandazioni A.G.I.
0.00	Non valutata
-1.00	Poco addensato
-2.00	Moder. addensato
-3.00	Moder. addensato
-4.00	Poco addensato
-5.00	Poco addensato
-6.00	Poco addensato
-7.00	Poco addensato
-8.00	Moder. addensato
-9.00	Moder. addensato

RIEPILOGO PARAMETRI GEOTECNICI PER STRATO

Quote [m]	Descrizione litologica	γ [daN/cm ³]	OCR
0.00	Terreno vegetale	0.0018	1.00
-1.00	Sabbia sciolta	0.0019	1.00
-4.00	Sabbia limosa	0.0019	1.00
-6.00	Limo sabbioso	0.0019	1.00

Risultati medi strato per strato per la prova S.P.T.

Numero strato	Nspt	Densità relativa [%]	Angolo d'attrito [gradi]	Modulo elastico [daN/cm ²]	Modulo di taglio [daN/cm ²]	Coesione non drenata [daN/cm ²]	Modulo edometrico [daN/cm ²]	Potenziale di liquefazione [-]	Mod. elas non dren. [daN/cm ²]	Veloc. onde taglio [m/s]
Strato 1	2	0	0	0	0	0	0	0	151	0
Strato 2	6	51	26	130	0	0	40	0	478	0
Strato 3	9	54	25	192	0	0	54	0	642	0
Strato 4	10	54	24	252	0	0	65	0	774	0

Risultati per la prova S.P.T.

Quote	Numero strato	Nspt	Densità relativa [%]	Angolo d'attrito [gradi]	Modulo elastico [daN/cm ²]	Modulo di taglio [daN/cm ²]	Coesione non drenata [daN/cm ²]	Modulo edometrico [daN/cm ²]	Potenziale di liquefazione [-]	Mod. elas non dren. [daN/cm ²]	Veloc. onde taglio [m/s]
0.00	Strato 1	2.0	0	0	0	0	0.000	0	Non calcolato	114-188	Non calcolato
-1.00	Strato 2	5.0	48	26	75 - 112	Non calcolato	0.000	31	Non calcolato	285-470	Non calcolato
-2.00		6.0	50	26	95 - 143	Non calcolato	0.000	38	Non calcolato	342-564	Non calcolato
-3.00		8.0	55	26	139 - 213	Non calcolato	0.000	50	Non calcolato	456-752	Non calcolato
-4.00	Strato 3	8.0	53	25	139 - 213	Non calcolato	0.000	50	Non calcolato	456-752	Non calcolato
-5.00		9.0	55	25	164 - 252	Non calcolato	0.000	57	Non calcolato	513-847	Non calcolato
-6.00	Strato 4	9.0	53	25	164 - 252	Non calcolato	0.000	57	Non calcolato	513-847	Non calcolato
-7.00		9.0	51	24	164 - 252	Non calcolato	0.000	57	Non calcolato	513-847	Non calcolato
-8.00		11.0	55	24	218 - 337	Non calcolato	0.000	69	Non calcolato	627-1035	Non calcolato
-9.00		12.0	56	24	246 - 379	Non calcolato	0.000	76	Non calcolato	684-1129	Non calcolato

Giudizio sul potenziale di liquefazione

Nell'ambito delle verifiche effettuate, poichè i terreni di fondazione risultano prevalentemente costituiti da sabbie e limi sabbiosi, assume significato la valutazione del potenziale di liquefazione.

Il potenziale di liquefazione viene definito attraverso i seguenti criteri o e/o metodi (vedi allegati grafici):

- Unità geomorfologiche e il tipo di deposito e sua età;
- Condizioni idriche e profondità della falda;
- Posizione deposito sedimentario
- Spessore dello strato sottostante le fondazioni e condizioni di drenaggio

Basando l'analisi su tali dati, è possibile definire un margine di sicurezza accettabile circa le opere da realizzare.

a) CRITERIO DELL'UNITA' GEOMORFOLOGICA E TIPO DI DEPOSITO ED ETA'

L'unità geomorfologica è pianeggiante e il tipo di deposito dell'area in esame è di età olocenica quindi di conseguenza la suscettibilità di liquefazione è moderata

b) CRITERIO DELLE CONDIZIONI IDRICHE E PROFONDITA' DELLA FALDA

Secondo questo criterio la possibilità del terreno a liquefarsi in caso di eventi dinamici sismici aumenta se il terreno di sedime si trova al disotto del pelo libero di falda acquifera.

Da quanto si evince dallo studio geologico e idrogeomorfologico nella zona sono presenti falde a quote inferiore a 9 metri, per cui c'è la possibilità che le fondazioni si possano trovare immerse nell'acqua di falda.

A tali condizioni : *la suscettibilità alla liquefazione*

moderata

c) POSIZIONE DEL DEPOSITO SEDIMENTARIO

(pendenza ed inclinazione degli strati e della superficie topografica)

Per questo criterio si può subito affermare che la zona si trova su un piano altimetrico a pendenza bassa e gli strati sono in giacitura suborizzontale.

Pertanto: *possibilità alla liquefazione*

moderata – bassa

d) SPESSORE dello strato sottostante le fondazioni e CONDIZIONI DI DRENAGGIO.

Secondo questo criterio la possibilità alla liquefazione aumenta se lo spessore dello strato è superiore ai tre metri con un contorno di strati impermeabili, che evitano il deflusso o drenaggio orizzontale.

La situazione registrata è favorevole al drenaggio libero, sia arealmente che verticalmente in quanto le sabbie presenti son in continuità stratigrafica sia lateralmente che in profondità.

Pertanto: possibilità alla liquefazione **moderata - bassa**

VALUTAZIONE DEL POTENZIALE DI LIQUEFAZIONE METODI TABELLARI

TIPOLOGIA DEL DEPOSITO	ETA' DEL DEPOSITO			
	< 500 anni	Olocene	Pleistocene	Pre-Pleistocene
<i>Depositi Continentali</i>				
Canali fluviali	Molto Alta	Alta	Bassa	Molto Bassa
Resti di estrazione	Alta	Moderata	Bassa	Molto Bassa
Paludi e depositi fluviali	Moderata	Bassa	Bassa	Molto Bassa
Sabbie e gravelli sciolti	---	Bassa	Molto Bassa	Molto Bassa
Deltaici	Alta	Moderata	Bassa	Molto Bassa
Lacustri	Alta	Moderata	Bassa	Molto Bassa
Colluvioni	Alta	Moderata	Bassa	Molto Bassa
Scarpate	Bassa	Bassa	Molto Bassa	Molto Bassa
Alveoli	Alta	Moderata	Bassa	Molto Bassa
Loess	Alta	Alta	Alta	Molto Bassa
Glaciali	Bassa	Bassa	Molto Bassa	Molto Bassa
Marine	Bassa	Bassa	Bassa	Molto Bassa
Terrazzi	Alta	Alta	Secundaria	Secundaria
Terrazzi fluviali	Bassa	Bassa	Molto Bassa	Molto Bassa
Subliti	Alta	Moderata	Bassa	Molto Bassa
<i>Zone Costiere</i>				
Deltaici	Molto Alta	Alta	Bassa	Molto Bassa
Dune marine	Alta	Moderata	Bassa	Molto Bassa
Di spiaggia con elevata energia delle onde	Moderata	Bassa	Molto Bassa	Molto Bassa
Di spiaggia con bassa energia delle onde	Alta	Moderata	Bassa	Molto Bassa
Litorali	Alta	Moderata	Bassa	Molto Bassa
<i>Riemprimenti Artificiosi</i>				
Non compatibili	Molto Alta	---	---	---
Compatibili	Bassa	---	---	---

UNITA' STRATIGRAFICA	PROFONDITA' DELLA FALDA		
	< 9 m	9-15 m	> 15 m
Olocene recente	Forte	Debole	Molto Debole
Altro Olocene	Moderata	Debole	Molto Debole
Pleistocene recente	Debole	Debole	Molto Debole
Pleistocene antico e depositi anteriori	Molto Debole	Molto Debole	Molto Debole



UNITA' GEOMORFOLOGICHE	POTENZIALE DI LIQUEFAZIONE
Aree fluviali sabbiose e ghiaiose Fiumi Aree conifluviali Fiumi incrociati	LIQUEFAZIONE PROBABILE
Argini naturali Dune di sabbia Fiumi incrociati Spiagge Aree fluviali	LIQUEFAZIONE POSSIBILE
Terreni Colline delimitate	LIQUEFAZIONE NON PROBABILE

CRITERI GENERALI DI PROGETTO DELLE OPERE DI FONDAZIONE IN BASE AL D.M. 18 GENNAIO 2018

Le scelte progettuali per le opere di fondazione devono essere effettuate contestualmente e congruentemente con quelle delle strutture in elevazione.

Le strutture di fondazione devono rispettare le verifiche agli stati limite ultimi e di esercizio e le verifiche di durabilità.

Nel caso di opere situate su pendii o in prossimità di pendii naturali o artificiali deve essere verificata anche la stabilità globale del pendio in assenza e in presenza dell'opera e di eventuali scavi, riporti o interventi di altra natura, necessari alla sua realizzazione.

Devono essere valutati gli effetti della costruzione dell'opera su manufatti attigui e sull'ambiente circostante.

Nel caso di fondazioni su pali, le indagini devono essere dirette anche ad accertare la fattibilità l'idoneità del tipo di palo in relazione alle caratteristiche dei terreni e delle acque del sottosuolo.

FONDAZIONI SUPERFICIALI

La profondità del piano di posa della fondazione deve essere scelta e giustificata in relazione alle caratteristiche e alle prestazioni della struttura in elevazione, alle caratteristiche del sottosuolo e alle condizioni ambientali.

Il piano di fondazione deve essere situato sotto la coltre di terreno vegetale nonché sotto lo strato interessato dal gelo e da significative variazioni stagionali del contenuto d'acqua.

In situazioni nelle quali sono possibili fenomeni di erosione o di scalzamento da parte di acque di scorrimento superficiale, le fondazioni devono essere poste a profondità tale da non risentire di questi fenomeni o devono essere adeguatamente difese.

Verifiche agli stati limite ultimi (SLU)

Nelle verifiche di sicurezza devono essere presi in considerazione tutti i meccanismi di stato limite ultimo, sia a breve sia a lungo termine.

Gli stati limite ultimi delle fondazioni superficiali si riferiscono allo sviluppo di meccanismi di collasso determinati dalla mobilitazione della resistenza del terreno e al raggiungimento della resistenza degli elementi strutturali che compongono la fondazione stessa.

Nel caso di fondazioni posizionate su o in prossimità di pendii naturali o artificiali deve essere effettuata la verifica anche con riferimento alle condizioni di stabilità globale del pendio includendo nelle verifiche le azioni trasmesse dalle fondazioni.

Le verifiche devono essere effettuate almeno nei confronti dei seguenti stati limite:

SLU di tipo geotecnico (GEO)

- collasso per carico limite dell'insieme fondazione-terreno

- collasso per scorrimento sul piano di posa
- stabilità globale

SLU di tipo strutturale (STR)

- raggiungimento della resistenza negli elementi strutturali, accertando che la condizione sia soddisfatta per ogni stato limite considerato.

La verifica di stabilità globale deve essere effettuata secondo l'Approccio 1:

Combinazione 2: (A2+M2+R2)

tenendo conto dei coefficienti parziali riportati nelle **Tab.(a) e Tab.(b)**, per le azioni e i parametri geotecnici e nella **Tab.(d)** per le resistenze globali.

Le rimanenti verifiche devono essere effettuate, tenendo conto dei valori dei coefficienti parziali riportati nelle **Tab.(a), Tab.(b) e Tab.(c)**, seguendo almeno uno dei due approcci:

Approccio 1:

- Combinazione 1: (A1+M1+R1)
- Combinazione 2: (A2+M2+R2)

Approccio 2:

- (A1+M1+R3).

Nelle verifiche effettuate con l'approccio 2 che siano finalizzate al dimensionamento strutturale, il coefficiente γ_R non deve essere portato in conto.

Per le rocce, al valore caratteristico della resistenza a compressione uniassiale **q_u** deve essere applicato un coefficiente parziale $\gamma_{qu}=1,6$.

Per gli ammassi rocciosi e per i terreni a struttura complessa, nella valutazione della resistenza caratteristica occorre tener conto della natura e delle caratteristiche geometriche e di resistenza delle discontinuità strutturali.

Tab.(a) Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni

CARICHI	EFFETTO	Coefficiente Parziale γ_F (o γ_E)	EQU	(A1) STR	(A2) GEO
Permanenti	Favorevole	γ_{G1}	0,9	1,0	1,0
	Sfavorevole		1,1	1,3	1,0
Permanenti non strutturali ⁽¹⁾	Favorevole	γ_{G2}	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3
Variabili	Favorevole	γ_{Qi}	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.

Tab.(b) Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno

PARAMETRO	GRANDEZZA ALLA QUALE APPLICARE IL COEFFICIENTE PARZIALE	COEFFICIENTE PARZIALE γ_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}	γ_{cu}	1,0	1,4
Peso dell'unità di volume	γ	γ_γ	1,0	1,0

Tab.(c) Coefficienti parziali γ_R per le verifiche agli stati limite ultimi di fondazioni superficiali.

VERIFICA	COEFFICIENTE PARZIALE (R1)	COEFFICIENTE PARZIALE (R2)	COEFFICIENTE PARZIALE (R3)
Capacità portante	$\gamma_R = 1,0$	$\gamma_R = 1,8$	$\gamma_R = 2,3$
Scorrimento	$\gamma_R = 1,0$	$\gamma_R = 1,1$	$\gamma_R = 1,1$

Tab.(d) Coefficienti parziali per le verifiche di sicurezza di opere di materiali sciolti e di fronti di scavo

Coefficiente	R2
γ_R	1.1

VERIFICA DELLA STABILITA' DEI VERSANTI DEI FRONTI DI SCAVO

Oggetto delle considerazioni che seguono é la resistenza del terreno, sul fronte di versante, che si verrà a realizzare a seguito dello scavo, per raggiungere la quota di posa delle fondazioni, ai movimenti laterali.

In pratica si tratta di determinare il fattore di sicurezza alla rottura della scarpata, con un calcolo di stabilità, per una altezza di scavo di 2.0 metri, basato sulla individuazione delle possibili superfici di slittamento con i fattori di resistenza accertati.

La resistenza allo slittamento per unità di superficie, per la sabbia sciolta, vale: $s = (p - uw) \cdot \tan \phi$ con $(p - uw)$ pressione normale effettiva sulla superficie di scorrimento.

Le condizioni di rottura, espresse dal diagramma di Mohr, sono rappresentate dall'involuppo dei punti distribuiti su una linea retta.

Al momento della rottura esiste una relazione ben definita tra sforzo principale maggiore p_1 e minore p_3 con $p_1 = p_3 \cdot N\phi + 2c \sqrt{N\phi}$

Per $c = 0$ $p_1 = p_3 \cdot N\phi$

Il rapporto p_1/p_3 , in un materiale incoerente, non può superare il valore di $p_3 \cdot N\phi = \tan^2(45^\circ + \phi/2)$.

In un deposito antropico del terreno di riporto si può così determinare un coefficiente empirico K_0 definito come coefficiente della terra allo stato di quiete, funzione della densità relativa e del processo di sedimentazione;

K_0 varia da 0.4 a 0.8.

Le superfici di slittamento intersecano la direzione dello sforzo principale minore, secondo un angolo di $(45^\circ + \phi/2)$, indipendentemente dai valori di c .

La sollecitazione orizzontale, che tende a far ruotare il fronte di versante, diventa praticamente nulla alla profondità

$$Z_0 = (2c / \gamma) \cdot \sqrt{N\phi}$$

Per una altezza di versante verticale, H_c è pari a $2 \cdot Z_0$ e il terreno dovrebbe perciò mantenersi stabile senza supporto laterale.

$$H_c = (4c / \gamma) \cdot \sqrt{N\phi} = 2 Z_0 \text{ per } N\phi = 1 \implies H_c = 4c / \gamma$$

La graduale disintegrazione della struttura del terreno ed il formarsi di fessurazioni capillari, il passaggio d'acqua e quindi l'aumento della pressione interstiziale negli strati particolarmente permeabili o la possibilità di urti o di scuotimenti che inneschino processi di liquefazione del terreno, rendono consigliabile l'assunzione di valori più cautelativi nel calcolo.

Nel caso dei terreni di riporto, la stabilità è assicurata in ogni caso, se si dispone la scarpata del pendio con una inclinazione p_0 , rispetto alla orizzontale, uguale o minore dell'angolo di attrito interno ϕ° della sabbia sciolta e quindi nel nostro caso inferiore a 20-25°.

Il fattore di sicurezza in tali ipotesi può essere espresso da:

$$F = \frac{\tan \phi}{\text{_____}}$$

$\text{tg}\beta$

Una parete verticale di materiale coerente omogeneo, dotato di resistenza al taglio, può perciò rimanere stabile nel tempo se la sua altezza é minore di H_c .

In caso di rottura, e conseguente franamento, per valori di H maggiori di H_c , lo slittamento avviene lungo una superficie curva che interseca la scarpata al piede, al disopra del piede od al disotto del piede del pendio.

Questo caso può essere tranquillamente escluso per il problema in esame, non potendosi verificare uno scorrimento di fondo con superficie rotazionale più profonda in quanto il substrato, dotato di media resistenza meccanica, ne impedirebbe la traslazione.

Nel caso in esame, per la parete del versante, la soluzione analitica relativa al calcolo di stabilità della scarpata, si basa sull'ipotesi che il terreno stratificato riposi su di uno strato orizzontale compatto, detto base stabile, che non viene superato dalle superfici di scorrimento.

Il pendio della scarpata, considerato piano, viene ipotizzato compreso tra due superfici suborizzontali.

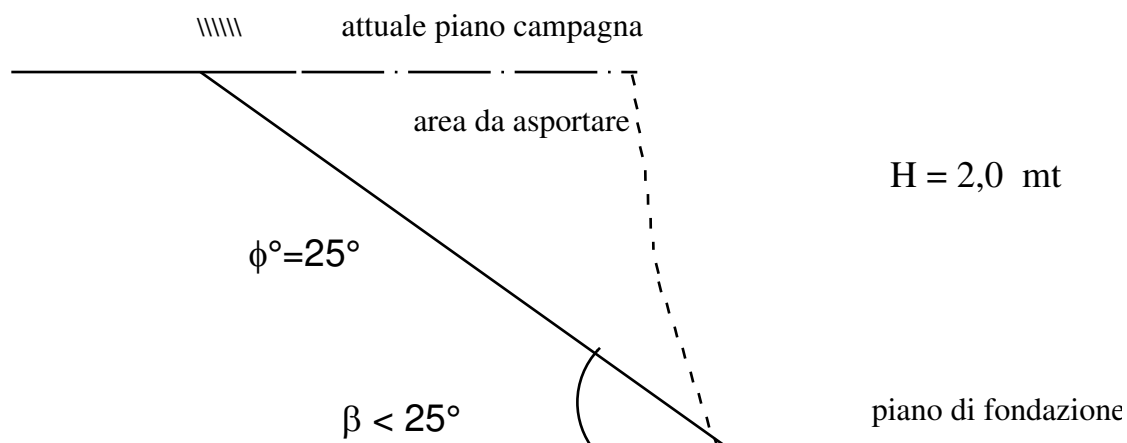
Nel calcolo si ritiene più significativa la relazione che esprime la resistenza al taglio di scarpata di terreno dotato solo di attrito interno.

Come già detto, infatti, l'orizzonte della **sabbia sciolta**, si caratterizza sia per valori medio alti di angolo di attrito interno che per una certa coesione, variabile da punto a punto, ma sempre comunque molto bassa.

Nel grafico allegato si può osservare la correlazione grafica tra valori di β e valori del fattore di stabilità F_s per diversi cerchi definiti con il metodo di Fellenius.

Per $\phi = \beta$ il fattore di stabilità tende all'infinito.

La stabilità può essere illustrata mediante il grafico riportato.



La massa che potenzialmente é soggetta a scivolamento viene sottoposta all'azione della forza peso **W** e delle forze risultanti, normali e di attrito, lungo la superficie su cui scivola.

La coesione **C** rappresenta il prodotto della coesione unitaria per la lunghezza **L** della corda che sottende il cerchio di scivolamento ma nel nostro caso per sicurezza si ritiene nulla.

F puo essere determinata graficamente con il poligono delle forze, od analiticamente con l'equazione

$$F = \frac{S [c + (W/\beta) \tan \phi] \beta}{m_{\alpha} S W \sin \alpha}$$

Tutti i calcoli eseguiti per i fronti di pendio in esame, considerati praticamente verticali, pur se modellati con una scarpa comunque inclinata, forniscono, previa assunzione dei parametri geotecnici enunciati, valori del fattore di sicurezza inferiori alla unita anche con il metodo Janbu.

Il calcolo del fattore di sicurezza della scarpata, con superficie di slittamento circolare, e con forze di interazione tra zona e zona praticamente nulle, puo facilmente ottenersi mediante la valutazione di m_{α} .

Il metodo di **Janbu**, infatti, calcola il fattore di sicurezza **F** mediante m_{α} ed α , con:

$$m_{\alpha} = (1 + \tan \alpha \cdot \tan \phi / F) \cdot \cos \alpha$$

e quindi con

$$F = \frac{S \{ [c + (W/\beta) \tan \phi] \beta \} / m_{\alpha}}{S W \sin \alpha}$$

con α angolo di inclinazione per ciascun elemento di zona della superficie di rottura, e l'orizzontale.

Nelle tabelle allegati sono mostrati i risultati di ogni concio per ogni cerchio.

Le relazioni valgono per rottura secondo un cerchio di piede a cerchi a punto medio, tangenti alla base stabile.

La posizione del cerchio critico, in tal caso, è determinata dalla distanza orizzontale $n_{\alpha} \cdot H$ che nel nostro caso è risultato il n° 1 con **F=1,2**.

Il progetto esecutivo, a seguito di queste considerazioni, pur avendo registrato un $F=1,2$, dovrà prevedere un contenimento dei fronti di scarpata del versante con opere di sostegno in c.a. (paratia a pali – diaframmi - muro di contenimento) da eseguirsi prima della esecuzione degli scavi.

CONCLUSIONI ED ORIENTAMENTI PROGETTUALI PER LE FONDAZIONI

La campagna di indagini si proponeva la verifica della natura dei terreni affioranti e delle condizioni del sottosuolo dell'area in esame.

Essa ha consentito di definire le aree omogenee di maggior interesse costruttivo, fornendo parametri qualitativi e quantitativi per valutare la risposta geomeccanica locale dei terreni in fondazione in prospettiva sismica. La classificazione in zone omogenee ha consentito, inoltre, di esprimere sinteticamente l'incidenza di tutti i parametri geologici, idrogeologici, geofisici e morfologici che concorrono nella scelta e nell'utilizzo del territorio (vedi tabella relativa ai dati sismici).

Le prospezioni geosismiche, consentono una ricostruzione attendibile dei rapporti stratigrafici e litologici.

Da quanto esposto nei paragrafi precedenti si può affermare che i terreni di fondazione del sito, meglio specificato in oggetto, rappresentati da sabbie e/o sabbie limose, **risultano idonei** ad ospitare le opere previste dal progetto.

Le situazioni geomorfologiche, idrogeologiche e geomeccaniche riscontrate consentono di esprimere un giudizio di fattibilità sulle previsioni progettuali delle opere urbanistiche ed edilizie, proponendo le seguenti osservazioni.

L'adozione di **strutture dirette rigide, di tipo continuo** ovvero **del tipo a PLATEA**, potrà essere scelta dal progettista solo dopo attenta valutazione della natura e della intensità dei carichi in gioco, nonché della geometria della struttura in elevazione presenti al contorno, con particolare riguardo alla quota di imposta delle fondazioni.

Comunque in tale ipotesi è bene sottolineare che tali opere non sopperiscono all'atto di avere in seguito una struttura edilizia parzialmente "annegata" in acqua e quindi con l'insorgenza di risalita di umidità anche alle strutture fuori terra oltre che a provocare lo sbarramento al deflusso naturale verso mare, delle acque di precipitazione meteorica che si insinuano nelle coltri sabbiose superficiali.

In quest'ultima occasione si genera di solito un innalzamento, se pur momentaneo, della falda acquifera superficiale verso le zone di monte.

Si raccomanda inoltre di mantenere i carichi trasmessi dalle fondazioni fino a valori inferiori a quelli ammissibili, ricavabili dai parametri geotecnici riportati (peraltro espressi in condizioni cautelativi).

Inoltre è opportuno che tutte le azioni, sia statiche che dinamiche (sismiche), non determinano la fuoriuscita della risultante, delle dette azioni, dal nocciolo d'inerzia della fondazione per evitare che l'organismo strutturale possa subire gravi rotazioni di corpo rigido.

Sono state valutate tutte le condizioni degli orizzonti dati dalle sabbie e/o sabbie limose che ospitano le strutture fondali, pertanto il Progettista, solo dopo attenta valutazione della natura e della intensità dei carichi in gioco confrontandoli con i cedimenti tratti dal calcolo strutturale, nonché della geometria della struttura di fondazione, è consigliabile applicare al terreno in base il D.M. 17/01/2018, secondo il metodo di calcolo proposto da Terzaghi, per una fondazione continua a **PLATEA** di di 4.00 x 4.00 metri, spessore 0,6 metri per piano di sedime posto a -1.0/-12 m dal p.s. attuale, già ridotto i rispettivi coefficienti parziali:

una capacità portante pari a 3.0 kg/cmq (approccio n°1 e combinazione n°1);

una capacità portante pari a 0.85 kg/cmq (approccio n°1 e combinazione n°2);

una capacità portante pari a 1.34 kg/cmq (approccio n°2).

Per la costante di sottofondo verticale (Winkler) assunto un cedimento di cm 1,0, si può adottare un valore di $K_p = 1.0 \text{ Kg/cmcm}$.

E' presumibile che le costruzioni a realizzarsi accelerino il fenomeno di consolidamento degli strati, facendo registrare nel tempo continui e sensibili cedimenti, cedimenti che si consiglia di assorbire con strutture di fondazione sufficientemente rigide e tali da evitare rotazioni e cedimenti differenziali.

Buona cura dovrà essere prodotta nella regimentazione, sia a monte che a valle dell'area esaminata, delle acque di precipitazione meteorica.

L'area su cui ricade l'intervento edificatorio non rientra nelle aree a rischio di pericolosità idraulica.

In relazione a quanto esposto è possibile esprimere un parere circa le condizioni del sito, sotto l'aspetto geosismico e geomeccanico, in funzione della destinazione dei terreni stessi ai fini edificatori, si può attribuire al sottosuolo una Cat. **di tipo " C " (NSPT<15)** " (D.M. 17.01.2018).

Pertanto le cubature previste e le altezze dei corpi di fabbrica non incontrano ostacoli alla loro realizzazione in relazione ai lineamenti geologici, idrogeomorfologici e geotecnici risultanti dal presente studio.

RIEPOLOGO FATTIBILITA' IDRO-GEOMORFOLOGICA E GEOTECNICA DEL TERRITORIO

LA FATTIBILITA' IDROGEOMORFOLOGICA E' FAVOREVOLE in quanto:

- la zona è pianeggiante;
- i terreni del sottosuolo sono in giacitura orizzontale;
- non sono presenti cavità antropiche e/o naturali;
- non sono presenti significativi bacini di accumulo di acqua;
- sono presenti falda acquifere superficiali;
- i progetti esecutivi delle unità edilizie prevedono la regimentazione delle acque di precipitazione meteorica;
- L'area su cui ricade l'intervento edificatorio non rientra nelle aree a rischio di pericolosità idraulica.

LA FATTIBILITA' GEOTECNICA E' FAVOREVOLE in quanto:

- i terreni del sottosuolo sono costituiti da sabbie sciolte e/o sabbie limose di media resistenza alla rottura;
- il potenziale alla liquefazione è moderato in ragione della orizzontalità degli strati;
- i parametri elastomeccanici (moduli elastici) dei terreni sono medi;
- saranno adottate strutture di fondazione di tipo continuo;
- il piano di sedime delle fondazioni sarà ricercato dalla quota di - 1.0 dal p.c. attuale;
- la progettazione delle opere di fondazione sarà eseguita a seguito di indagini geotecniche di dettaglio per ogni singolo corpo di fabbrica;
- Dalla indagine geosismica effettuata, è stato definito una Vs30 pari a 234.00 m/s, congruente con la descrizione stratigrafica secondo la tab. 3.2.II delle NTC 2008, il sito in esame ricade, quindi, nella categoria di **sottosuolo C**.

RIEPILOGO PARAMETRI GEOTECNICI PER STRATO

Quote [m]	Descrizione litologica	γ [daN/cm ³]	OCR
0.00	Terreno vegetale	0.0018	1.00
-1.00	Sabbia sciolta	0.0019	1.00
-4.00	Sabbia limosa	0.0019	1.00
-6.00	Limo sabbioso	0.0019	1.00

Risultati medi strato per strato per la prova S.P.T.

Numero strato	Nspt	Densità relativa [%]	Angolo d'attrito [gradi]	Modulo elastico [daN/cm ²]	Modulo di taglio [daN/cm ²]	Coesione non drenata [daN/cm ²]	Modulo edometrico [daN/cm ²]	Potenziale di liquefazione [-]	Mod. elas non dren. [daN/cm ²]	Veloc. onde taglio [m/s]
Strato 1	2	0	0	0	0	0	0	0	151	0
Strato 2	6	51	26	130	0	0	40	0	478	0
Strato 3	9	54	25	192	0	0	54	0	642	0
Strato 4	10	54	24	252	0	0	65	0	774	0

Risultati per la prova S.P.T.

Quote	Numero strato	Nspt	Densità relativa [%]	Angolo d'attrito [gradi]	Modulo elastico [daN/cm ²]	Modulo di taglio [daN/cm ²]	Coesione non drenata [daN/cm ²]	Modulo edometrico [daN/cm ²]	Potenziale di liquefazione [-]	Mod. elas non dren. [daN/cm ²]	Veloc. onde taglio [m/s]
0.00	Strato 1	2.0	0	0	0	0	0.000	0	Non calcolato	114-188	Non calcolato
-1.00	Strato 2	5.0	48	26	75 - 112	Non calcolato	0.000	31	Non calcolato	285-470	Non calcolato
-2.00		6.0	50	26	95 - 143	Non calcolato	0.000	38	Non calcolato	342-564	Non calcolato
-3.00		8.0	55	26	139 - 213	Non calcolato	0.000	50	Non calcolato	456-752	Non calcolato
-4.00	Strato 3	8.0	53	25	139 - 213	Non calcolato	0.000	50	Non calcolato	456-752	Non calcolato
-5.00		9.0	55	25	164 - 252	Non calcolato	0.000	57	Non calcolato	513-847	Non calcolato
-6.00	Strato 4	9.0	53	25	164 - 252	Non calcolato	0.000	57	Non calcolato	513-847	Non calcolato
-7.00		9.0	51	24	164 - 252	Non calcolato	0.000	57	Non calcolato	513-847	Non calcolato
-8.00		11.0	55	24	218 - 337	Non calcolato	0.000	69	Non calcolato	627-1035	Non calcolato
-9.00		12.0	56	24	246 - 379	Non calcolato	0.000	76	Non calcolato	684-1129	Non calcolato

Altri parametri geotecnici attraverso metodologia MASW

n.	Profondità [m]	Spessore [m]	Vs [m/s]	Vp [m/s]	Densità [kg/m ³]	Coefficiente Poisson	G0 [MPa]	Ed [MPa]	M0 [MPa]	Ey [MPa]	NSPT	Qc [kPa]
1	1.00	1.00	132.69	440.08	1700.00	0.45	29.93	329.24	289.33	86.80	100	96.75
2	6.00	5.00	141.85	265.38	1900.00	0.30	38.23	133.81	82.83	99.40	17	135.31

3	9.00	3.00	213.81	445.08	1800.00	0.35	82.29	356.58	246.86	222.18	77	1063.69
4	30.00	21.00	284.10	695.91	1800.00	0.40	145.29	871.72	678.01	406.80	N/A	4437.67
5	oo	oo	368.05	836.60	1800.00	0.38	243.83	1259.81	934.70	672.98	0	N/A
1	1.00	1.00	132.69	440.08	1700.00	0.45	29.93	329.24	289.33	86.80	100	96.75

G0: Modulo di deformazione al taglio;

Ed: Modulo edometrico;

M0: Modulo di compressibilità volumetrica;

Ey: Modulo di Young;

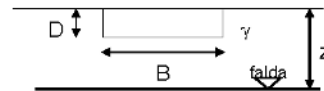
Calcolo della Capacità Portante di una fondazione superficiale

Committente: APPR.1 - COMB.1 PLATEA

1 - Caratteristiche e tipologia fondale:

Base=	4.00	[m]
Lungh=	4.00	[m]
Profond=	0.60	[m]
ecc _B =	0.00	[m]
ecc _L =	0.00	[m]
α =	0.00	[°]

H=	0.00	[kg]
V=	0.00	[kg]

H parallelo
a L o B**B**

2 - Caratteristiche geotecniche del terreno di fondazione:

γ =	1900.00	[kg / m ³]
ϕ =	26	[°]
δ =	17	[°]
c=	0.00	[kg / cm ²]
Kp=	0.003	
ca=	0.00	[kg / cm ²]
β =	0.00	[°]

Falda Z = 0.5 [m]

Presenza della falda: **SI**

Fattore di sicurezza = 1

3 - Metodo di calcolo proposto da **Terzaghi** (1943):Fond. Tipo: **Quadrata**

N _q =	0.014
N _c =	0.027
N _{γ} =	0.015

Q=	494 338.09	[kg]	capacità portante
Qult=	3.09	[kg / cm ²]	
Qamm=	3.09	[kg / cm ²]	

4 - Metodo di calcolo proposto da **Meyerhof** (1963):

N _q =	0.012
N _c =	0.022
N _{γ} =	0.008

Q=	551 648.65	[kg]	capacità portante
Qult=	3.45	[kg / cm ²]	
Qamm=	3.45	[kg / cm ²]	

5 - Metodo di calcolo proposto da **Brinch - Hansen** :

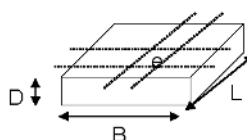
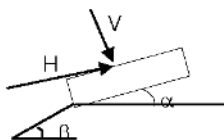
N _q =	0.012
N _c =	0.022
N _{γ} =	0.013

Q=	714 238.95	[kg]	capacità portante
Qult=	4.46	[kg / cm ²]	
Qamm=	4.46	[kg / cm ²]	

6 - Metodo di calcolo secondo l' **Eurocodice 7** (**Metodo EC7**):

N _q =	0.012
N _c =	0.022
N _{γ} =	0.011

Q=	530 025.15	[kg]	capacità portante
Qult=	3.31	[kg / cm ²]	
Qamm=	3.31	[kg / cm ²]	



Calcolo della Capacità Portante di una fondazione superficiale

Committente: APPR.1 - COMB.2 PLATEA

1 - Caratteristiche e tipologia fondale:

Base=	4.00	[m]	H =	0.00	[kg]	H parallelo a L o B	B
Lungh =	4.00	[m]	V =	0.00	[kg]		
Profond =	0.60	[m]					
ecc _B =	0.00	[m]					
ecc _L =	0.00	[m]					
α =	0.00	[°]					

2 - Caratteristiche geotecniche del terreno di fondazione:

γ =	1900.00	[kg / m ³]	Falda Z =	0.5	[m]
φ =	20.8	[°]			
δ =	14	[°]			
c =	0.00	[kg / cm ²]	Presenza della falda: SI		
Kp =	0.002		Fattore di sicurezza =		
ca =	0.00	[kg / cm ²]	1.8		
β =	0.00	[°]			

3 - Metodo di calcolo proposto da **Terzaghi** (1943):

Fond. Tipo: **Quadrata**

Nq =	0.007		Q =	231 494.23	[kg]	capacità portante
Nc =	0.018		Quit =	1.45	[kg / cm ²]	
Nγ =	0.006		Qamm =	0.80	[kg / cm ²]	

4 - Metodo di calcolo proposto da **Meyerhof** (1963):

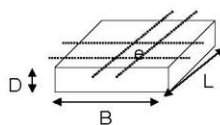
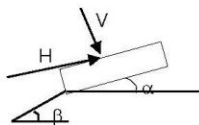
Nq =	0.007		Q =	261 782.93	[kg]	capacità portante
Nc =	0.016		Quit =	1.64	[kg / cm ²]	
Nγ =	0.003		Qamm =	0.91	[kg / cm ²]	

5 - Metodo di calcolo proposto da **Brinch - Hansen**:

Nq =	0.007		Q =	357 672.47	[kg]	capacità portante
Nc =	0.016		Quit =	2.24	[kg / cm ²]	
Nγ =	0.006		Qamm =	1.24	[kg / cm ²]	

6 - Metodo di calcolo secondo l' **Eurocodice 7** (**Metodo EC7**):

Nq =	0.007		Q =	274 316.66	[kg]	capacità portante
Nc =	0.016		Quit =	1.71	[kg / cm ²]	
Nγ =	0.005		Qamm =	0.95	[kg / cm ²]	



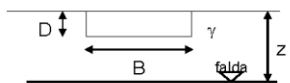
Calcolo della Capacità Portante di una fondazione superficiale

Committente: APPR.2 - PLATEA

1 - Caratteristiche e tipologia fondale:

Base =	4.00	[m]
Lungh =	4.00	[m]
Profond =	0.60	[m]
ecc _B =	0.00	[m]
ecc _L =	0.00	[m]
α =	0.00	[°]

H =	0.00	[kg]	H parallelo	B
V =	0.00	[kg]	a L o B	



2 - Caratteristiche geotecniche del terreno di fondazione:

γ =	1900.00	[kg / m ³]
φ =	26	[°]
δ =	17	[°]
c =	0.00	[kg / cm ²]
Kp =	0.003	
ca =	0.00	[kg / cm ²]
β =	0.00	[°]

Falda Z = 0.5 [m]

Presenza della falda: **SI**

Fattore di sicurezza = 2.3

3 - Metodo di calcolo proposto da **Terzaghi** (1943):

Fond. Tipo: **Quadrata**

N _q =	0.014
N _c =	0.027
N _γ =	0.015

Q =	494 338.09	[kg]	capacità portante
Q _{ult} =	3.09	[kg / cm ²]	
Q _{amm} =	1.34	[kg / cm ²]	

4 - Metodo di calcolo proposto da **Meyerhof** (1963):

N _q =	0.012
N _c =	0.022
N _γ =	0.008

Q =	551 648.65	[kg]	capacità portante
Q _{ult} =	3.45	[kg / cm ²]	
Q _{amm} =	1.50	[kg / cm ²]	

5 - Metodo di calcolo proposto da **Brinch - Hansen** :

N _q =	0.012
N _c =	0.022
N _γ =	0.013

Q =	714 238.95	[kg]	capacità portante
Q _{ult} =	4.46	[kg / cm ²]	
Q _{amm} =	1.94	[kg / cm ²]	

6 - Metodo di calcolo secondo l' **Eurocodice 7** (**Metodo EC7**):

N _q =	0.012
N _c =	0.022
N _γ =	0.011

Q =	530 025.15	[kg]	capacità portante
Q _{ult} =	3.31	[kg / cm ²]	
Q _{amm} =	1.44	[kg / cm ²]	

