

REGIONE LOMBARDIA

PROVINCIA DI MANTOVA

COMUNE DI DOSOLO

RELAZIONE GEOLOGICA, GEOTECNICA SULLE INDAGINI E SIMICA
D.M. 17.01.2018 - D.G.R. IX 2616/2011

OGGETTO: Realizzazione edifici residenziali

LUOGO: via Certosa – Dosolo (MN)

PROPONENTE: impresa edile Zavattini srl

dott. Simone Lucchini



08 marzo 2019

GEOS - Consulenze Ambientali di dott. Simone Lucchini
Via Camillina n. 3 – Viadana (MN)

tel. 0375.868086 - mob. 328.3642462 - C.F. LCCSMN72H09L826I - P.I. 02449990205
mail: lucchinisim@gmail.com - pec: simone.lucchini@epap.sicurezzaapostale.it

2329_2018

INDICE DEI CAPITOLI

1. PREMESSA
2. PROVE GEOTECNICHE IN SITO
3. LIVELLO FREATICO
4. CARATTERISTICHE GEOLOGICHE
5. CARATTERISTICHE GEOTECNICHE
6. CALCOLO DELLA CAPACITA' PORTANTE
- 6.1 SISMICITA'
- 6.2 PRESSIONE AMMISSIBILE
- 6.3 VERIFICA ALLA LIQUEFAZIONE
7. CONCLUSIONI

ALLEGATI

- Diagrammi di resistenza
- Correlazioni geotecniche utilizzate

1 PREMESSA

La finalità del presente studio è quella di fornire informazioni sulla natura e sulle caratteristiche geologiche, geotecniche e sismiche dei terreni a supporto della progettazione di **edifici residenziali**.

Il sito d'intervento è ubicato **in comune di Dosolo (MN), via Certosa snc**, come da ripresa satellitare sottostante.



Tav. 1: ripresa satellitare area d'intervento (scala 1:15.000)

Lo studio viene effettuato ai sensi del DM 17.01.2018 (NTC 2018) e della D.G.R. IX 2616/2011 ed è finalizzato a:

- Ricostruire il modello geologico del sito d'intervento;
- Ricostruire il modello geotecnico del sito mediante la ricostruzione della stratigrafia e dei parametri geotecnici caratteristici e di progetto dei terreni di fondazione;
- Individuare i valori della Vs (velocità delle onde sismiche) e relativa categoria sismica del suolo di fondazione;
- Valutare i possibili effetti di sito (amplificazione sismica e suscettibilità alla liquefazione dei terreni di fondazione).

La ricostruzione del modello geotecnico è stata effettuata previa esecuzione di:

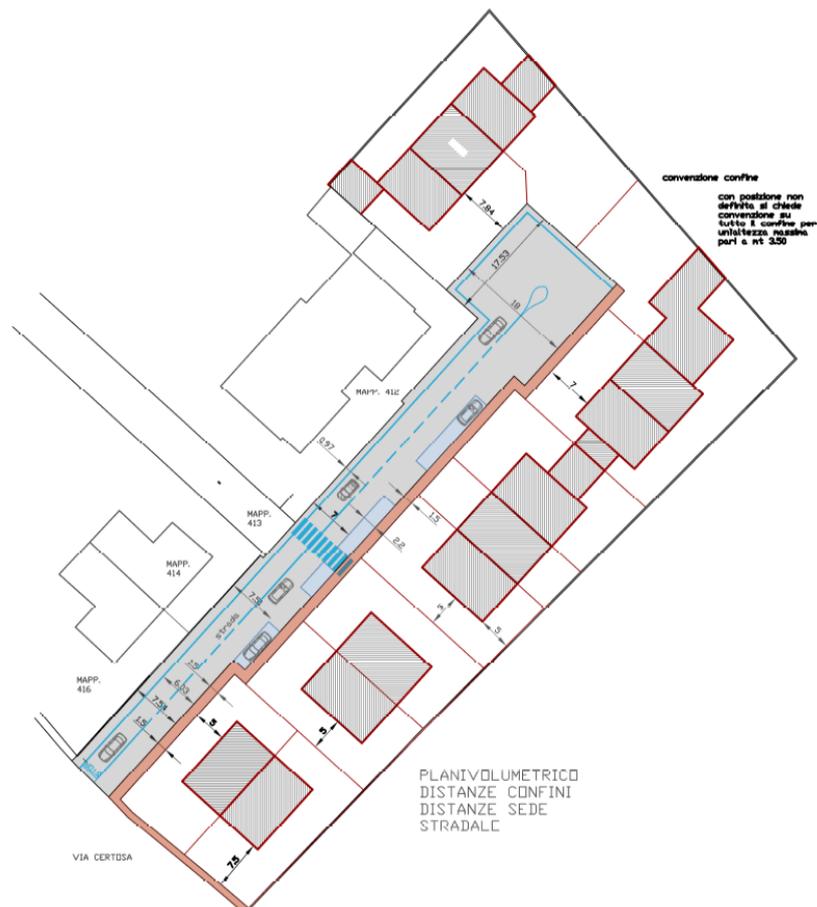
- N. 2 prove penetrometriche statiche spinte fino alla profondità di 10 metri dal piano campagna;
- N. 1 indagine sismica di tipo HWSR;

Oltre alla valutazione dei dati disponibili estraibili dallo studio geologico a supporto del Piano di Governo del Territorio.

L'intervento si sviluppa su una superficie di circa 3.100 mq; interessa l'area evidenziata nelle tavole planimetriche sottostanti ed è collocata dal punto di vista catastale nel **Comune di Dosolo, foglio n. 22 m.li n. 7, 9 e 286.**



Tav. 2: estratto di mappa con ubicazione CPT eseguite (da scala 1:2.000)



Tav. 3: pianta di progetto di progetto

2 PROVE GEOTECNICHE IN SITO

Le prove penetrometriche statiche costituiscono delle indagini dirette del sottosuolo finalizzate sia a ricostruire, attraverso l'elaborazione di particolari parametri, l'andamento litostratigrafico dei depositi sia a caratterizzare, almeno in linea di massima, dal punto di vista geotecnico i terreni interessati dai carichi delle fondazioni.

L'attrezzatura impiegata per le prove (C.P.T.) è costituita da un penetrometro statico, tipo Gouda caratterizzato da una spinta nominale massima di 20 ton.

La prova penetrometrica statica C.P.T. (Cone Penetration Test) consiste nell'infingere a pressione nel terreno una punta conica di dimensioni e caratteristiche definite dagli standard ASTM, registrando al contempo la resistenza meccanica offerta dal mezzo alla penetrazione. Elaborando ed analizzando i dati durante la prova si ottiene la caratterizzazione geotecnica dei diversi litotipi attraversati dall'attrezzatura.

La penetrazione viene effettuata tramite un dispositivo di spinta (martinetto idraulico), opportunamente ancorato al suolo con coppie di coclee ad infissione, che agisce su una batteria doppia di aste (aste coassiali esterne cave e interne piene), alla cui estremità è collegata la punta.

Le dimensioni della punta/manicotto sono standardizzate, e precisamente:

Diametro base del cono	ϕ	35.7	mm
Area della punta conica	A_p	10	cm ²
Angolo di apertura del cono	B	60°	deg
Superficie laterale del manicotto	A_m	150	cm ²

Sulla batteria di aste esterne può essere installato un anello allargatore per diminuire l'attrito sulle aste, facilitandone l'infissione.

Nei diagrammi e tabelle allegate sono riportati i seguenti valori di resistenza:

- Resistenza all'avanzamento della sola punta R_p
- Resistenza alla punta e per attrito laterale sul manicotto R_p+R_l
- Resistenza totale all'avanzamento delle aste e della punta R_t

La resistenza alla punta R_p e la resistenza laterale R_l sono rilevate ad intervalli regolari di 20 cm.

Oltre all'elaborazione dei valori di resistenza del sottosuolo, vengono fornite utili informazioni per il riconoscimento di massima dei terreni attraversati, in base al rapporto R_p/R_l fra la resistenza alla punta e la resistenza laterale del penetrometro.

Sempre in riferimento alle prove penetrometriche statiche CPT, nelle tavole allegate sono riportate indicazioni concernenti i principali parametri geotecnici:

- coesione non drenata C_u ;
- angolo di attrito interno efficace ϕ ;
- densità relativa D_r ;
- modulo edometrico M_o ;
- peso di volume γ^l ;
- modulo di deformazione non drenato E_u e drenato E .



Tav. 4 : foto delle prove penetrometriche eseguite

3 LIVELLO FREATICO

Le informazioni sulla superficie freatica dei luoghi sono state raccolte sia da precedenti studi eseguiti in zona sia anche dai dati della Rete di Controllo della piezometria dell'Amministrazione Provinciale di Mantova, nonché dalle prove penetrometriche statiche sopra citate.

Risulta che nell'area esiste una falda superficiale direttamente influenzata dalla rete e corsi d'acqua che di volta in volta funzionano da colatori o adacquatori. Essa si muove in un mezzo permeabile con flusso idraulico ad andamento localizzato da NNE verso SSO.

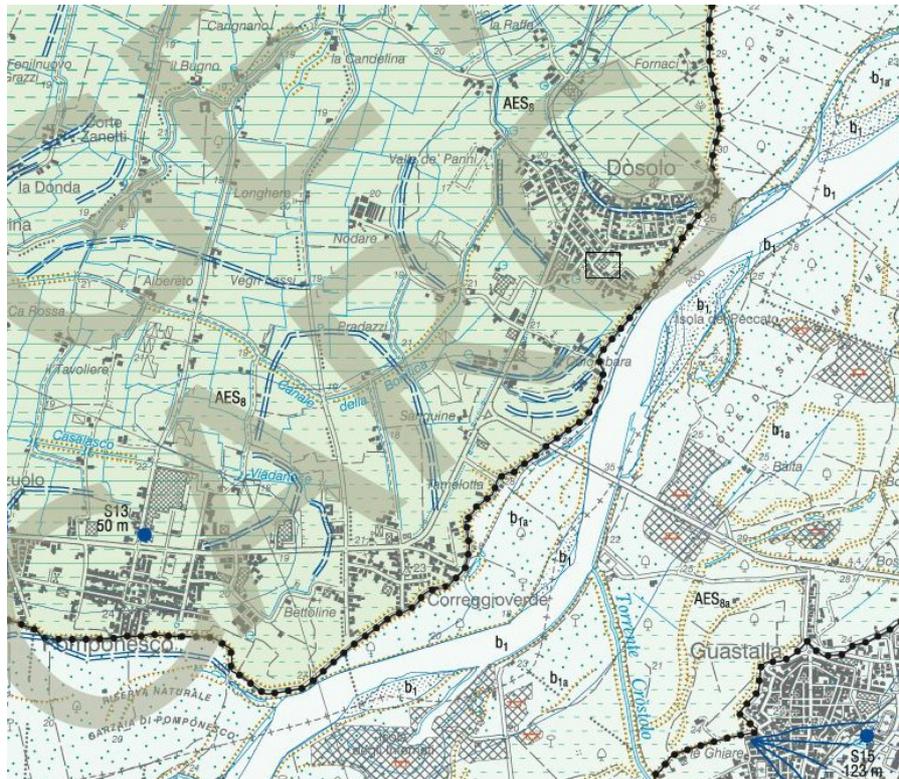
La profondità della superficie acquifera alla data dell'indagine è stata individuata a 3,3 m dal p.c..

Ai fini progettuali la falda è da intendersi prudenzialmente posizionata a 1,0 metri dal piano campagna.

4 CARATTERISTICHE GEOLOGICHE

La pianura padana è il risultato del riempimento del Bacino Perisuturale Padano, vasta depressione delimitata a cintura dai rilievi appenninici ed alpini, avvenuto attraverso un potente accumulo di depositi marini ed alluvionali di età pliocenica e quaternaria.

L'attuale strutturazione del bacino trae origine dalle spinte deformative che, a partire dal Miocene superiore, hanno coinvolto l'Appennino Settentrionale e l'antistante substrato padano, provocandone la deformazione secondo un modello generale a falde sovrapposte ed embrici NE vergenti (PIERI & GROPPi, 1982).



Tav. 5: estratto dalla Carta Geologica d'Italia da scala 1:100.000

Il riempimento del bacino è costituito da una successione di depositi a carattere regressivo, con alla base sabbie e peliti torbiditiche seguite da un prisma sedimentario fluvio-deltizio progradante, ricoperto al tetto da depositi continentali. Questo riempimento del bacino non è avvenuto in maniera progressiva e continua, ma è il risultato di eventi tettonico-sedimentari "parossistici", separati nel tempo da periodi di marcata subsidenza bacinale e movimenti ridotti delle strutture compressive.

L'interpretazione dei profili sismici eseguiti nel corso degli anni dall'AGIP (Di Dio, 1997) ha permesso di riconoscere due direzioni di progradazione: la prima, assiale, est-vergente, connessa al paleodelta del Po; la seconda, trasversale, nord-vergente, originata dai sistemi deltizi ad alimentazione appenninica.

Sulla base dei moderni concetti di stratigrafia sequenziale, ossia del metodo stratigrafico che utilizza le discontinuità e le superfici di continuità ad esse correlabili per suddividere la successione sedimentaria in sequenze deposizionali, nell'ambito dei depositi quaternari del margine appenninico padano e dell'antistante pianura sono state riconosciute due sequenze principali, in risposta ad altrettanti eventi tettonici di sollevamento regionale, così denominate:

- *SUPERSINTEMA DEL QUATERNARIO MARINO* (affiorante nella fascia collinare)
- *SUPERSINTEMA EMILIANO-ROMAGNOLO*

L'organizzazione verticale delle facies di questi sistemi deposizionali è costituita dall'alternanza

ciclica di corpi sedimentari a granulometria fine, con corpi sedimentari a granulometria prevalentemente grossolana, indotta dalle disattivazioni e dalle successive riattivazioni dei sistemi deposizionali.

Più in particolare l'area in studio è caratterizzata da terreni attribuiti al **Subsistema di Ravenna (AES8)**, caratterizzati da una stratificazione di tipo cuneiforme, la cui granulometria è in stretto rapporto con l'energia delle correnti fluviali che li hanno originati: i sedimenti grossolani sono il risultato di una deposizione avvenuta in ambiente di canale fluviale, mentre quelli fini di una sedimentazione per tracimazione avvenuta in zone distali dall'alveo attivo.

5 CARATTERISTICHE GEOTECNICHE

Al fine di pervenire alla caratterizzazione geotecnica del sottosuolo, si riportano in allegato le risultanze delle prove penetrometriche statiche da cui è possibile ricavare, con l'impiego di opportune correlazioni esistenti in letteratura, i parametri geotecnici differenziando il caso dei terreni granulari da quello dei terreni coesivi.

Pertanto, la valutazione dei parametri di deformabilità e di resistenza al taglio, attraverso i quali caratterizzare i terreni, è stata effettuata impiegando le correlazioni esistenti nella letteratura geotecnica (Seed & Idriss (1971), Schmertmann (1976 - 78), A.G.I. (1977) e Bowless (1982) - tra gli stessi parametri ed i risultati delle prove in situ.

Di seguito vengono dunque definiti i campi di variazione dei parametri geotecnici che descrivono quali-quantitativamente le formazioni presenti nel sottosuolo in esame.

PROVA ...CPT1

Nr.	Prof.	Tipo	Cu	Eu	Mo	G	OCR	Puv	PuvS	Dr	Fi	Ey	Vs
1	0,40	C	20,6	15,4	2,3	6,6	>9	16,8	17,6	--	--	--	107,92
2	0,60	CI	51,0	37,7	4,3	11,4	1,2	18,2	19,0	53,6	35,6	6,9	161,66
3	0,80	C	51,0	37,6	4,3	11,4	>9	18,2	19,0	--	--	--	156,34
4	1,00	CI	80,4	59,9	4,7	15,2	1,3	19,0	19,8	54,2	35,6	7,0	196,66

5	1,80	C	84,3	61,9	4,6	15,6	>9	19,1	19,9	--	--	--	192,96
6	2,40	CI	76,5	56,2	4,7	14,7	<0,5	18,9	19,7	30,8	31,9	6,5	217,30
7	2,80	C	66,7	48,5	4,7	13,6	>9	18,7	19,4	--	--	--	205,34
8	3,40	CI	62,8	44,7	4,7	13,0	<0,5	18,5	19,3	14,2	29,4	68,4	216,78
9	3,60	CI	112,8	82,2	4,5	18,6	<0,5	19,5	20,3	32,2	32,1	11,1	254,26
10	3,80	CI	82,4	59,6	4,6	15,4	<0,5	19,0	19,8	20,9	30,4	5,5	236,13
11	4,00	I	--	--	12,2	26,7	2,0	18,6	21,6	51,0	34,8	15,0	296,83
12	4,60	CI	109,8	79,9	4,4	18,4	<0,5	19,5	20,3	28,6	31,5	55,4	256,48
13	5,00	C	53,0	37,2	4,4	11,8	6,1	18,2	19,0	--	--	--	211,71
14	5,20	CI	68,6	48,9	4,7	13,8	<0,5	18,7	19,5	10,3	28,7	0,0	230,91
15	6,40	C	69,6	48,8	4,7	13,9	6,5	18,7	19,5	--	--	--	225,87
16	6,60	CI	84,3	60,2	4,6	15,7	<0,5	19,0	19,8	13,8	29,2	0,0	247,61
17	6,80	C	74,5	52,6	4,7	14,5	6,2	18,8	19,6	--	--	--	232,34
18	7,40	CI	63,7	44,0	4,7	13,1	<0,5	18,5	19,3	5,0	28,7	0,0	231,95
19	7,80	C	83,4	58,4	4,6	15,5	6,4	19,0	19,8	--	--	--	239,90

PROVA ...CPT2

Nr.	Prof.	Tipo	Cu	Eu	Mo	G	OCR	Puv	PuvS	Dr	Fi	Ey	Vs
1	0,20												
2	0,80	C	90,2	67,3	4,4	16,2	>9	19,2	20,0	--	--	--	154,37
3	1,60	CI	69,6	51,8	4,7	13,9	1,7	18,8	19,6	44,6	34,1	0,0	194,42
4	2,00	CI	114,7	85,1	4,6	18,9	1,6	19,6	20,4	50,4	34,9	0,0	233,53
5	2,20	I	--	--	11,4	25,7	1,3	18,6	21,6	63,3	36,8	0,0	270,84
6	2,80	CI	156,9	115,8	6,3	22,8	1,7	20,1	20,9	51,9	35,0	0,0	264,56
7	3,00	CI	69,6	50,5	4,7	13,9	<0,5	18,7	19,5	20,2	30,3	0,0	220,58
8	3,20	CI	219,7	162,9	8,8	28,1	1,6	20,7	21,4	57,8	35,9	0,0	296,70
9	3,40	I	--	--	9,6	35,3	1,3	17,7	20,6	69,0	37,5	0,0	328,90
10	3,60	CI	209,9	155,1	8,4	27,3	1,9	20,6	21,4	52,9	35,1	0,0	298,38
11	4,00	I	--	--	12,6	27,3	2,1	17,7	20,6	50,7	34,8	0,0	301,79
12	4,40	CI	124,5	90,8	5,0	19,9	<0,5	19,7	20,5	30,3	31,7	0,0	268,52
13	4,80	I	--	--	7,0	13,9	<0,5	17,7	20,6	8,1	28,7	0,0	234,85
14	5,00	C	59,8	41,5	4,6	12,7	4,6	18,4	19,2	--	--	--	223,38
15	5,20	CI	69,6	48,9	4,7	13,9	<0,5	18,7	19,5	5,7	28,7	0,0	237,84
16	5,40	C	50,0	33,8	4,3	11,3	4,8	18,1	18,9	--	--	--	218,81
17	5,60	CI	59,8	41,1	4,6	12,7	<0,5	18,4	19,2	5,0	28,7	0,0	230,92
18	6,40	C	74,5	52,0	4,7	14,5	5,5	18,8	19,6	--	--	--	240,13
19	6,60	CI	80,4	55,4	4,7	15,1	<0,5	18,9	19,7	5,0	28,7	0,0	253,44
20	6,80	C	74,5	51,5	4,7	14,5	4,1	18,8	19,5	--	--	--	244,41
21	7,20	CI	57,9	38,2	4,6	12,4	<0,5	18,3	19,1	5,0	28,7	0,0	235,42
22	7,40	C	64,7	43,6	4,7	13,3	3,7	18,5	19,3	--	--	--	241,39
23	7,60	CI	85,3	58,5	4,6	15,7	<0,5	19,0	19,8	5,0	28,7	0,0	261,91
24	7,80	C	74,5	50,8	4,7	14,5	5,2	18,7	19,5	--	--	--	249,85

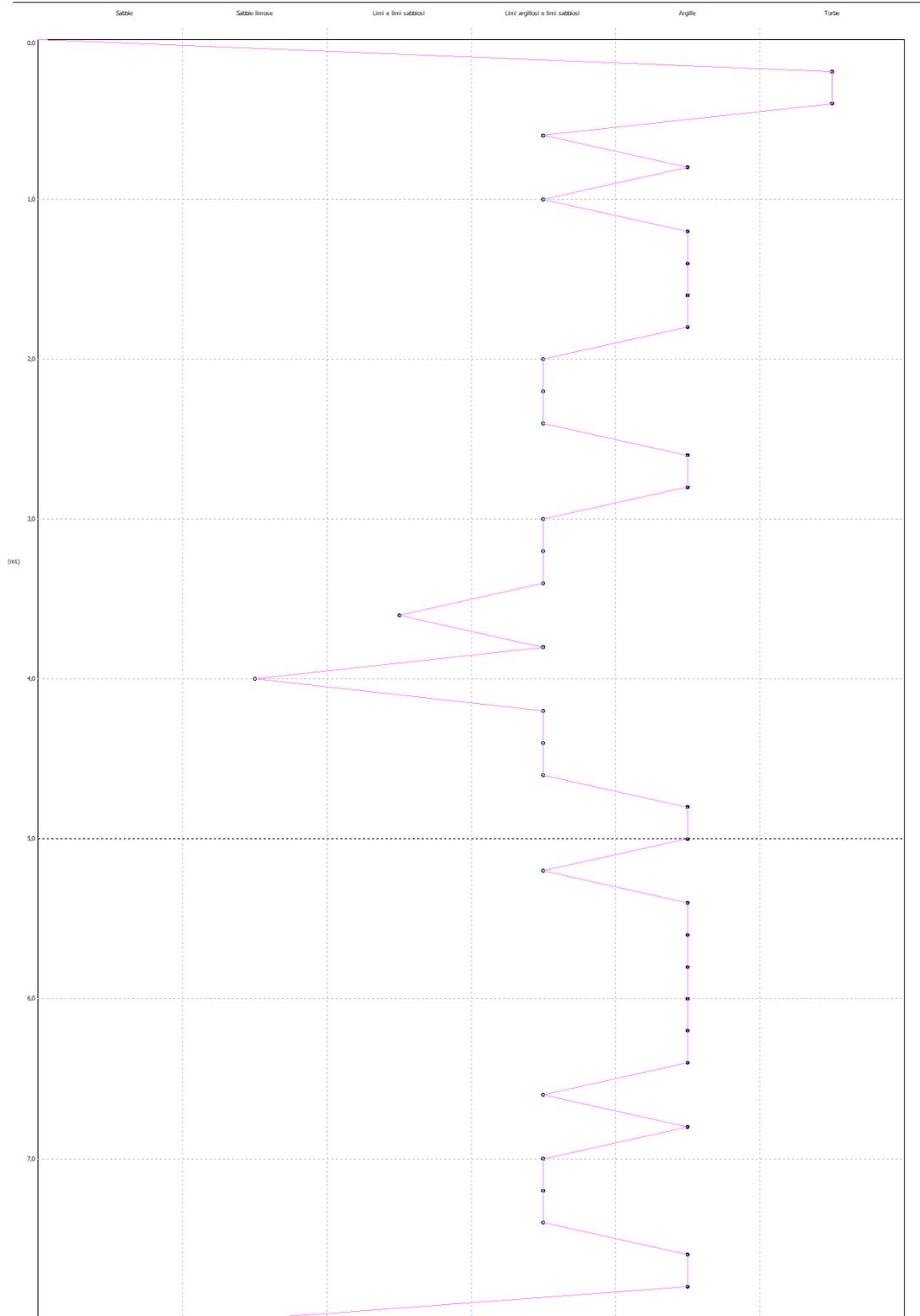
PROFILO GEOTECNICO DI PROGETTO

Nr.	Prof.	Tipo	Cu	Eu	Mo	G	OCR	Puv	PuvS	Dr	Fi	Ey	Vs
1	2,80	C	66,7	48,5	4,7	13,6	>9	18,7	19,4	--	--	--	205,34
3	6,40	CI	62,8	44,7	4,7	13,0	<0,5	18,5	19,3	14,2	29,4	68,4	216,78
3	7,80	C	83,4	58,4	4,6	15,5	6,4	19,0	19,8	--	--	--	239,90

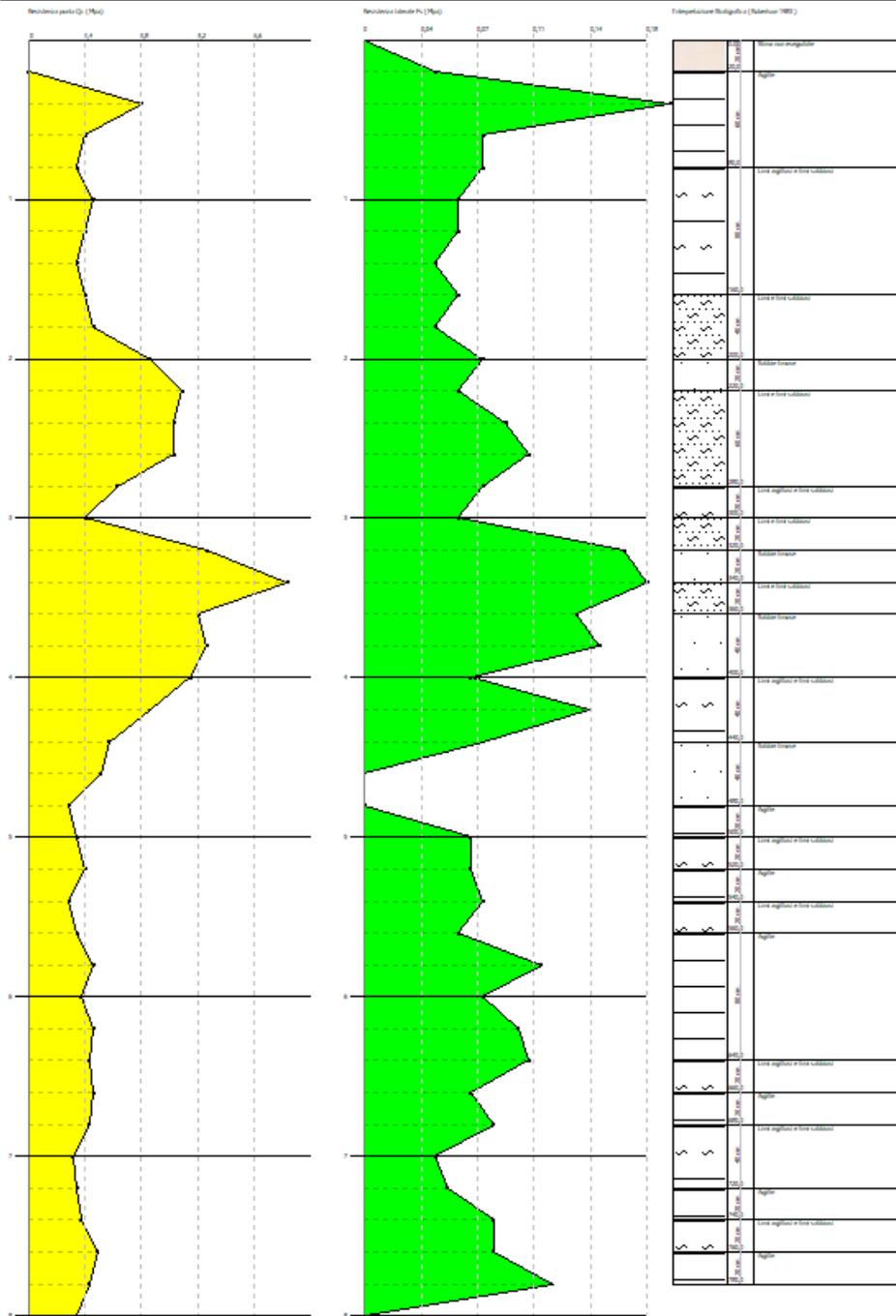
Nr: Numero progressivo strato

Prof: Profondità strato (m)
 Tipo: C: Coesivo. I: Incoerente. CI: Coesivo-Incoerente
 Cu: Coesione non drenata (KPa)
 Eu: Modulo di deformazione non drenato (Mpa)
 Mo: Modulo Edometrico (Mpa)
 G: Modulo di deformazione a taglio (Mpa)
 OCR: Grado di sovraconsolidazione
 Puv: Peso unità di volume (KN/m³)
 PuvS: Peso unità di volume saturo (KN/m³)
 Dr: Densità relativa (%)
 Fi: Angolo di resistenza al taglio (°)
 Ey: Modulo di Young (Mpa)
 Vs: Velocità onde di taglio (m/s)

GRAFICO PROFONDITÀ / VALUTAZIONI LITOLOGICHE (Robertson 1983)
PROVA: Nr.1



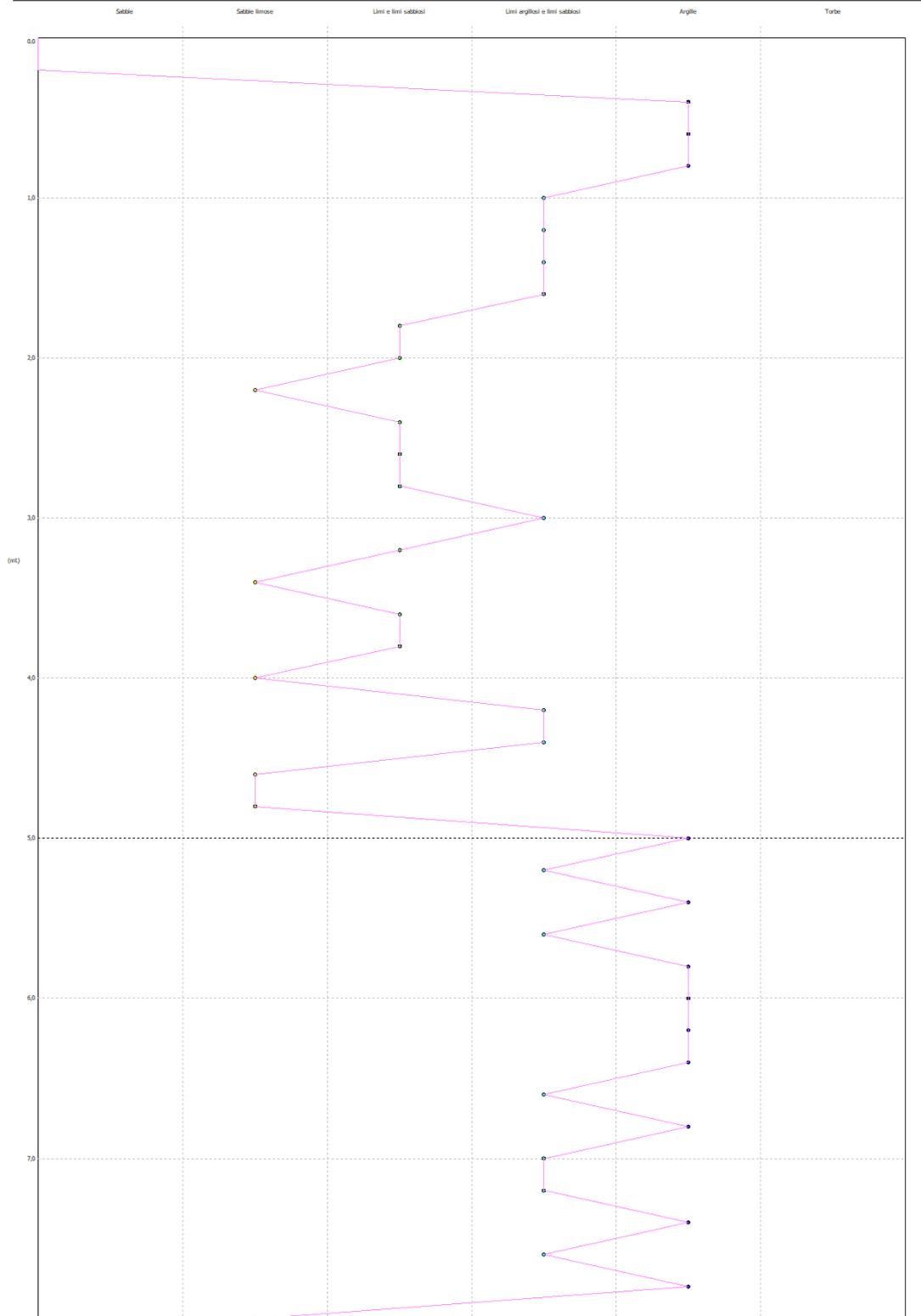
Tav. 6/b: Grafico Profondità/valutazioni litologiche CPT1



Nota: profondità (0,00 - 0,01 m) / 0,01 m - Prof. 1 con 0,02 MPa

Tav. 6/c: Grafico Profondità/RP - RL - Interpretazione Stratigrafica CPT2

GRAFICO PROFONDITÀ / VALUTAZIONI LITOLOGICHE (Robertson 1983)
PROVA: Nr.2



Tav. 6/d: Grafico Profondità/valutazioni litologiche CPT2

6 VERIFICHE DELLA SICUREZZA E DELLE PRESTAZIONI (SLU – SLE) IN BASE AL DM 17.01.2018 – NORME TECNICHE PER LE COSTRUZIONI

Le verifiche di sicurezza relative agli strati limite ultimi (SLU) devono essere confrontate almeno nei confronti dei seguenti strati limite.

SLU di tipo geotecnico (GEO)

- colasso 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

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

- Combinazione 2 (A2+M2+R2)

Tenendo conto dei coefficienti parziali riportati nella tabella 6.2.I del DM 14.01.2008 per le azioni:

Tabella 6.2.I – 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.

Nella tabella 6.2.II del DM 14.01.2008 per i parametri geotecnici:

Tabella 6.2.II – 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	$\tan \phi'_k$	γ_ϕ	1,0	1,25
Coesione efficace	c'_k	γ_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

nella tabella 6.4.I del DM 14.01.2008 per i coefficienti parziali per le verifiche agli strati limite:

Tabella 6.4.I - 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	$\gamma_R = 1,0$	$\gamma_R = 1,1$	$\gamma_R = 1,1$

Le ulteriori verifiche sono effettuate tenendo conto dei valori dei coefficienti parziali riportati nelle tre tabelle sopra riportate seguendo almeno uno dei due approcci:

Approccio 1:

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

e le analisi relative alle condizioni di esercizio (SLE) vanno effettuate nel rispetto dei principi e delle procedure di seguito esposte.

I risultati desunti dall'indagine geognostica evidenziano che il terreno di fondazione è costituito da una successione stratigrafica con terreni a comportamento coesivo livello A e terreni a comportamento granulare livello B e C.

Si è determinata la capacità portante del terreno verificando la stabilità del complesso terreno-fondazione e calcolando il carico limite ultimo la cui applicazione innesca nel terreno fenomeni di deformazione plastica.

Utilizzando i parametri geotecnici ottenuti dalle prove penetrometriche, per il calcolo della capacità portante delle fondazioni si è fatto riferimento alle relazioni Mansen (1970), Terzaghi, Meyerhof, Vesic (1975) e Brinch-Hansen.

Viste le caratteristiche idrogeologiche dell'area, le caratteristiche litologiche e il livello della falda che satura i depositi fin sotto il piano di imposta delle fondazioni, viene considerato il γ^1 .

6.1 SISMICITÀ

L'Ordinanza del Presidente del Consiglio dei Ministri n. 3274 del 20.03.2003, "Primi elementi in materia di criteri generali per la classificazione sismica del territorio nazionale e di normative tecniche per le costruzioni in zona sismica", ha modificato in modo sostanziale la metodologia di classificazione eliminando la dicotomia tra "zone classificate" - "zone non classificate", che di fatto veniva interpretata come "**zone sismiche**" - "**zone non sismiche**".

A seguito di tale Ordinanza, aggiornata con la Delibera della Giunta Regionale della Lombardia dell'11 luglio 2014 n.2129 entrata in vigore il 10 aprile 2016, il territorio comunale di **Dosolo** ricade in **classe 3**.

Sulla base di indagini sismiche tipo HWSR eseguite in loco, il sito in esame può essere classificata ai sensi delle N.T. del DM 14.01.2008 come segue:

VS30 (m/sec): 214

Possibile Tipo di Suolo: C

Ai fini della definizione dell'azione sismica di progetto il terreno di fondazione relativo all'orizzonte A può essere classificato alla categoria "C" di cui al punto 3.2.2 delle NTC.

Calcolo dei coefficienti sismici secondo le N.T.C.

Le coordinate geografiche espresse in questo file sono in ED50

Tipo di elaborazione: Stabilità dei pendii

Sito in esame.

latitudine: 44,950774 [°]

longitudine: 10,636374 [°]

Classe d'uso: II. Costruzioni il cui uso preveda normali affollamenti, senza contenuti pericolosi per l'ambiente e senza funzioni pubbliche e sociali essenziali. Industrie con attività non pericolose per l'ambiente. Ponti, opere infrastrutturali, reti viarie non ricadenti in Classe d'uso III o in Classe d'uso IV, reti ferroviarie la cui interruzione non provochi situazioni di emergenza. Dighe il cui collasso non provochi conseguenze rilevanti.

Vita nominale: 50 [anni]

Tipo di interpolazione: Media ponderata

Siti di riferimento.

	ID	Latitudine [°]	Longitudine [°]	Distanza [m]
Sito 1	14722	44,949860	10,595660	3205,6
Sito 2	14723	44,951540	10,666210	2349,4
Sito 3	14945	44,901570	10,668550	6029,2
Sito 4	14944	44,899890	10,598080	6411,1

Parametri sismici

Categoria sottosuolo: C

Categoria topografica: T1

Periodo di riferimento: 50 anni

Coefficiente cu: 1

	Prob. superamento [%]	Tr [anni]	ag [g]	Fo [-]	Tc* [s]
Operatività (SLO)	81	30	0,035	2,574	0,222
Danno (SLD)	63	50	0,042	2,571	0,260
Salvaguardia della vita (SLV)	10	475	0,092	2,572	0,320
Prevenzione dal collasso (SLC)	5	975	0,119	2,577	0,321

The screenshot displays the Geostru - PS software interface. On the left is a satellite map of a residential area. The central panel shows building class settings: 'Classe Edificio' (II. Affollamento normale...), 'Vita Nominale' (50), 'Interpolazione' (Media ponderata), and 'CU = 1'. Below this is a table of seismic limits:

Stato Limite	Tr [anni]	ag [g]	Fo	Tc* [s]
Operatività (SLO)	30	0.035	2.574	0.222
Danno (SLD)	50	0.042	2.571	0.260
Salvaguardia vita (SLV)	475	0.092	2.572	0.320
Prevenzione collasso (SLC)	975	0.119	2.577	0.321
Periodo di riferimento per l'azione sismica:	50			

On the right, the 'Stabilità dei pendii e fondazioni' settings are shown, including 'Tipo' (Muri di sostegno...), 'H (m)' (1), 'us (m)' (0.1), 'Cat. Sottosuolo' (C), and 'Cat. Topografica' (T1). Below these are tables for seismic coefficients:

	SLO	SLD	SLV	SLC
SS Amplificazione stratigrafica	1,50	1,50	1,50	1,50
CC Coeff. funz categoria	1,72	1,64	1,53	1,53
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	0.011	0.013	0.028	0.043
kV	0.005	0.006	0.014	0.021
Amax [m/s²]	0.520	0.623	1.352	1.743
Beta	0.200	0.200	0.200	0.240

Coefficienti Sismici Stabilità dei pendii

	Ss [-]	Cc [-]	St [-]	Kh [-]	Kv [-]	Amax [m/s²]	Beta [-]
SLO	1,500	1,720	1,000	0,011	0,005	0,520	0,200
SLD	1,500	1,640	1,000	0,013	0,006	0,623	0,200
SLV	1,500	1,530	1,000	0,028	0,014	1,352	0,200
SLC	1,500	1,530	1,000	0,043	0,021	1,743	0,240

Tav. 7: Calcolo dei coefficienti sismici secondo le N.T.C. secondo il software "Gestrui - PS".

6.2 PRESSIONE AMMISSIBILE

Vengono di seguito riportati i valori della capacità portante calcolati alla profondità di 1,2 m dal piano campagna. Sostituendo nelle relazioni di Mansen (1970), Terzaghi, Meyerhof e Brinch-Hansen i diversi fattori, esplicitati nei precedenti punti, la capacità portante risulta:

DATI GENERALI

Normativa	NTC 2008
Larghezza fondazione	1,0 m
Lunghezza fondazione	12,0 m
Profondità piano di posa	0,8 m
Altezza di incastro	1,5 m
Profondità falda	1,0
Correzione parametri	

SISMA

Accelerazione massima (ag/g)	0,052
Effetto sismico secondo	NTC(C7.11.5.3.1)
Fattore di comportamento [q]	3
Periodo fondamentale vibrazione [T]	0,25

Coefficiente intensità sismico terreno [Khk] 0,0104
 Coefficiente intensità sismico struttura [Khi] 0,1337

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	0,34	2,57	0,22
S.L.D.	50,0	0,41	2,57	0,26
S.L.V.	475,0	0,9	2,57	0,32
S.L.C.	975,0	1,17	2,58	0,32

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.	0,51	0,2	0,0104	0,0052
S.L.D.	0,615	0,2	0,0125	0,0063
S.L.V.	1,35	0,2	0,0275	0,0138
S.L.C.	1,755	0,24	0,043	0,0215

STRATIGRAFIA TERRENO

Spessore strato [m]	Peso unità di volume [kN/m ³]	Peso unità di volume saturo [kN/m ³]	Angolo di attrito [°]	Coesione [kN/m ²]	Coesione non drenata [kN/m ²]	Modulo Elastico [kN/m ²]	Modulo Edometrico [kN/m ²]	Poisson	Coeff consolid az. primaria [cmq/s]	Coeff consolid azione secondaria	Descrizione
0,4	16,77	17,56	0,0	0,0	20,594	0,0	2342,29	0,0	0,0	0,0	
0,2	18,25	19,03	35,6	0,0	50,9946	6938,21	4337,62	0,0	0,0	0,0	
0,2	18,24	19,03	0,0	0,0	50,9946	0,0	4337,62	0,0	0,0	0,0	
0,2	19,01	19,8	35,58	0,0	80,4145	7011,76	4676,98	0,0	0,0	0,0	
0,8	19,07	19,85	0,0	0,0	84,3372	0,0	4616,54	0,0	0,0	0,0	
0,6	18,9	19,69	31,93	0,0	76,4919	6545,94	4726,5	0,0	0,0	0,0	
0,4	18,66	19,45	0,0	0,0	66,6852	0,0	4727,89	0,0	0,0	0,0	
0,6	18,53	19,31	29,38	0,0	62,7626	68352,35	4668,68	0,0	0,0	0,0	
0,2	19,53	20,32	32,05	0,0	112,7765	11081,51	4507,93	0,0	0,0	0,0	
0,2	19,0	19,79	30,36	0,0	82,3759	5516,24	4640,72	0,0	0,0	0,0	
0,2	18,63	21,57	34,84	0,0	0,0	15004,17	12162,21	0,0	0,0	0,0	
0,6	19,48	20,27	31,49	0,0	109,8345	55358,54	4401,93	0,0	0,0	0,0	
0,4	18,23	19,01	0,0	0,0	52,9559	0,0	4435,97	0,0	0,0	0,0	
0,2	18,68	19,46	28,74	0,0	68,6466	0,0	4741,86	0,0	0,0	0,0	
1,2	18,67	19,46	0,0	0,0	69,6272	0,0	4743,09	0,0	0,0	0,0	
0,2	19,02	19,8	29,23	0,0	84,3372	0,0	4595,92	0,0	0,0	0,0	
0,2	18,8	19,58	0,0	0,0	74,5305	0,0	4741,32	0,0	0,0	0,0	
0,6	18,5	19,29	28,7	0,0	63,7432	0,0	4684,96	0,0	0,0	0,0	
0,4	18,97	19,75	0,0	0,0	83,3565	0,0	4636,69	0,0	0,0	0,0	

Carichi di progetto agenti sulla fondazione

Nr.	Nome combinazione	Pressione normale di progetto [kN/m ²]	N [kN]	Mx [kN·m]	My [kN·m]	Hx [kN]	Hy [kN]	Tipo
1	A1+M1+R3	98,52	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	Progetto
2	SISMA	98,52	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	Progetto
3	S.L.E.	98,52	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	Servizio
4	S.L.D.	98,52	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	Servizio

Sisma + Coeff. parziali parametri geotecnici terreno + Resistenze

Nr	Correzione Sismica	Tangente angolo di resistenza al taglio	Coesione efficace	Coesione non drenata	Peso Unità volume in fondazione	Peso unità volume copertura	Coef. Rid. Capacità portante verticale	Coef. Rid. Capacità portante orizzontale
1	No	1	1	1	1	1	2,3	1,1
2	Si	1	1	1	1	1	2,3	1,1
3	No	1	1	1	1	1	1	1
4	No	1	1	1	1	1	1	1

CARICO LIMITE FONDAZIONE COMBINAZIONE...A1+M1+R3

Autore: Brinch - Hansen 1970

Carico limite [Qult]	295,55 kN/m ²
Resistenza di progetto[Rd]	128,5 kN/m ²
Tensione [Ed]	98,52 kN/m ²
Fattore sicurezza [Fs=Qult/Ed]	3,0
Condizione di verifica [Ed<=Rd]	Verificata

COEFFICIENTE DI SOTTOFONDAZIONE BOWLES (1982)

Costante di Winkler 11822,17 kN/m³

A1+M1+R3

Autore: HANSEN (1970) (Condizione non drenata)

Fattore [Nq]	1,0
Fattore [Nc]	5,14
Fattore forma [Sc]	0,02
Fattore profondità [Dc]	0,32
Fattore correzione sismico inerziale [zq]	1,0
Fattore correzione sismico inerziale [zg]	1,0
Fattore correzione sismico inerziale [zc]	1,0

Carico limite	384,17 kN/m ²
Resistenza di progetto	167,03 kN/m ²

Condizione di verifica [Ed<=Rd] Verificata

Autore: TERZAGHI (1955) (Condizione non drenata)

Fattore [Nq]	1,0
Fattore [Nc]	5,7
Fattore forma [Sc]	1,0
Fattore forma [Sg]	1,0
Fattore correzione sismico inerziale [zq]	1,0
Fattore correzione sismico inerziale [zg]	1,0
Fattore correzione sismico inerziale [zc]	1,0

Carico limite 321,11 kN/m²

Resistenza di progetto 139,61 kN/m²

Condizione di verifica [Ed<=Rd] Verificata

Autore: MEYERHOF (1963) (Condizione non drenata)

Fattore [Nq]	1,0
Fattore [Nc]	5,14
Fattore forma [Sc]	1,02
Fattore profondità [Dc]	1,16
Fattore inclinazione carichi [Ic]	1,0
Fattore forma [Sq]	1,0
Fattore profondità [Dq]	1,0
Fattore inclinazione carichi [Iq]	1,0
Fattore forma [Sg]	1,0
Fattore profondità [Dg]	1,0
Fattore correzione sismico inerziale [zq]	1,0
Fattore correzione sismico inerziale [zg]	1,0
Fattore correzione sismico inerziale [zc]	1,0

Carico limite 340,6 kN/m²

Resistenza di progetto 148,09 kN/m²

Condizione di verifica [Ed<=Rd] Verificata

Autore: VESIC (1975) (Condizione non drenata)

Fattore [Nq]	1,0
Fattore [Nc]	5,14
Fattore forma [Sc]	0,02
Fattore profondità [Dc]	0,32
Fattore correzione sismico inerziale [zq]	1,0
Fattore correzione sismico inerziale [zg]	1,0
Fattore correzione sismico inerziale [zc]	1,0

Carico limite 384,17 kN/m²

Resistenza di progetto 167,03 kN/m²

Condizione di verifica [Ed<=Rd] Verificata

Autore: Brinch - Hansen 1970 (Condizione non drenata)

Fattore [Nq]	1,0
Fattore [Nc]	5,14
Fattore forma [Sc]	1,02
Fattore profondità [Dc]	1,0
Fattore inclinazione carichi [Ic]	1,0
Fattore inclinazione pendio [Gc]	1,0
Fattore inclinazione base [Bc]	1,0
Fattore correzione sismico inerziale [zq]	1,0
Fattore correzione sismico inerziale [zg]	1,0
Fattore correzione sismico inerziale [zc]	1,0

Carico limite 295,55 kN/m²

Resistenza di progetto 128,5 kN/m²

Condizione di verifica [Ed<=Rd] Verificata

Autore: Meyerhof and Hanna (1978) (Condizione non drenata)

Strato 1 sopra, strato 2 sotto

Fattori di capacità portante strato 1

Fattore [Nq]	1,0
Fattore [Nc]	5,14

Fattori di capacità portante strato 2

Fattore [Nq]	1,0
Fattore [Nc]	5,14

Carico limite strato 2 (qb)	460,51 kN/m ²
-----------------------------	--------------------------

Carico limite strato 1 (qt)	436,06 kN/m ²
-----------------------------	--------------------------

Incremento carico limite strato 1	32,17 kN/m ²
-----------------------------------	-------------------------

Coefficiente di punzonamento (ks)	0,0
-----------------------------------	-----

Rapporto (q1/q2)	1,05
------------------	------

Carico limite	436,06 kN/m ²
---------------	--------------------------

Resistenza di progetto	189,59 kN/m ²
------------------------	--------------------------

Condizione di verifica [Ed<=Rd]	Verificata
---------------------------------	------------

SISMA

Autore: HANSEN (1970) (Condizione non drenata)

Fattore [Nq]	1,0
--------------	-----

Fattore [Nc]	5,14
--------------	------

Fattore forma [Sc]	0,02
--------------------	------

Fattore profondità [Dc]	0,32
-------------------------	------

Fattore correzione sismico inerziale [zq]	1,0
---	-----

Fattore correzione sismico inerziale [zg]	1,0
---	-----

Fattore correzione sismico inerziale [zc]	1,0
---	-----

Carico limite	384,17 kN/m ²
---------------	--------------------------

Resistenza di progetto	167,03 kN/m ²
------------------------	--------------------------

Condizione di verifica [Ed<=Rd]	Verificata
---------------------------------	------------

Autore: TERZAGHI (1955) (Condizione non drenata)

Fattore [Nq]	1,0
--------------	-----

Fattore [Nc]	5,7
--------------	-----

Fattore forma [Sc]	1,0
--------------------	-----

Fattore forma [Sg]	1,0
--------------------	-----

Fattore correzione sismico inerziale [zq]	1,0
---	-----

Fattore correzione sismico inerziale [zg]	1,0
---	-----

Fattore correzione sismico inerziale [zc]	1,0
---	-----

Carico limite	321,11 kN/m ²
---------------	--------------------------

Resistenza di progetto	139,61 kN/m ²
------------------------	--------------------------

Condizione di verifica [Ed<=Rd]	Verificata
---------------------------------	------------

Autore: MEYERHOF (1963) (Condizione non drenata)

Fattore [Nq]	1,0
--------------	-----

Fattore [Nc]	5,14
Fattore forma [Sc]	1,02
Fattore profondità [Dc]	1,16
Fattore inclinazione carichi [Ic]	1,0
Fattore forma [Sq]	1,0
Fattore profondità [Dq]	1,0
Fattore inclinazione carichi [Iq]	1,0
Fattore forma [Sg]	1,0
Fattore profondità [Dg]	1,0
Fattore correzione sismico inerziale [zq]	1,0
Fattore correzione sismico inerziale [zg]	1,0
Fattore correzione sismico inerziale [zc]	1,0

Carico limite	340,6 kN/m ²
Resistenza di progetto	148,09 kN/m ²

Condizione di verifica [Ed<=Rd] Verificata

Autore: VESIC (1975) (Condizione non drenata)

Fattore [Nq]	1,0
Fattore [Nc]	5,14
Fattore forma [Sc]	0,02
Fattore profondità [Dc]	0,32
Fattore correzione sismico inerziale [zq]	1,0
Fattore correzione sismico inerziale [zg]	1,0
Fattore correzione sismico inerziale [zc]	1,0

Carico limite	384,17 kN/m ²
Resistenza di progetto	167,03 kN/m ²

Condizione di verifica [Ed<=Rd] Verificata

Autore: Brinch - Hansen 1970 (Condizione non drenata)

Fattore [Nq]	1,0
Fattore [Nc]	5,14
Fattore forma [Sc]	1,02
Fattore profondità [Dc]	1,0
Fattore inclinazione carichi [Ic]	1,0
Fattore inclinazione pendio [Gc]	1,0
Fattore inclinazione base [Bc]	1,0
Fattore correzione sismico inerziale [zq]	1,0
Fattore correzione sismico inerziale [zg]	1,0
Fattore correzione sismico inerziale [zc]	1,0

Carico limite	295,55 kN/m ²
Resistenza di progetto	128,5 kN/m ²

Condizione di verifica [Ed<=Rd] Verificata

Autore: Meyerhof and Hanna (1978) (Condizione non drenata)

Strato 1 sopra, strato 2 sotto

Fattori di capacità portante strato 1	
Fattore [Nq]	1,0
Fattore [Nc]	5,14

Fattori di capacità portante strato 2	
Fattore [Nq]	1,0
Fattore [Nc]	5,14
Carico limite strato 2 (qb)	460,51 kN/m ²
Carico limite strato 1 (qt)	436,06 kN/m ²
Incremento carico limite strato 1	32,17 kN/m ²
Coefficiente di punzonamento (ks)	0,0
Rapporto (q1/q2)	1,05
=====	
Carico limite	436,06 kN/m ²
Resistenza di progetto	189,59 kN/m ²
Condizione di verifica [Ed<=Rd]	Verificata
=====	

CEDIMENTI PER OGNI STRATO

***Cedimento edometrico calcolato con: Metodo consolidazione monodimensionale di Terzaghi**

Pressione normale di progetto	72,0 kN/m ²
Cedimento dopo T anni	5,0
Distanza	5,94 m
Angolo	87,77 °
Cedimento totale	2,979 cm

Z: Profondità media dello strato; Dp: Incremento di tensione; Wc: Cedimento consolidazione; Ws: Cedimento secondario; Wt: Cedimento totale.

Strato	Z (m)	Tensione (kN/m ²)	Dp (kN/m ²)	Metodo	Wc (cm)	Ws (cm)	Wt (cm)
2	1	17,062	37,868	Edometrico	0,3253	--	0,3253
3	1,3	20,003	32,141	Edometrico	0,1562	--	0,1562
4	2,3	31,62	27,604	Edometrico	0,6129	--	0,6129
5	3,3	43,383	25,137	Edometrico	0,0589	--	0,0589
6	3,9	50,441	23,853	Edometrico	0,3048	--	0,3048
7	4,6	58,675	22,458	Edometrico	0,0954	--	0,0954
8	4,9	62,194	21,888	Edometrico	0,0485	--	0,0485
9	5,1	64,263	21,516	Edometrico	0,1008	--	0,1008
10	5,3	66,029	21,151	Edometrico	0,1122	--	0,1122
11	5,6	68,506	20,615	Edometrico	0,2666	--	0,2666
12	5,9	71,107	20,093	Edometrico	0,0853	--	0,0853
13	6,1	73,012	19,753	Edometrico	0,0887	--	0,0887
14	6,3	75,026	19,419	Edometrico	0,066	--	0,066
15	6,6	78,473	18,928	Edometrico	0,0735	--	0,0735
16	6,9	82,002	18,45	Edometrico	0,0433	--	0,0433
17	7,2	85,045	17,985	Edometrico	0,1566	--	0,1566
18	7,5	87,676	17,532	Edometrico	0,1304	--	0,1304
19	7,7	89,424	17,237	Edometrico	0,0732	--	0,0732
20	7,9	91,341	16,948	Edometrico	0,0738	--	0,0738
21	8,1	93,423	16,664	Edometrico	0,0405	--	0,0405
22	8,4	96,926	16,247	Edometrico	0,0335	--	0,0335
23	8,7	100,458	15,842	Edometrico	0,0323	--	0,0323

6.3 VERIFICA ALLA LIQUEFAZIONE

Da un punto di vista litologico, i terreni del primo sottosuolo in tutta l'area di interesse risultano caratterizzati da una certa omogeneità e tipica di un ambiente di pianura alluvionale nel quale si alternano sia spazialmente che temporalmente ambienti deposizionali tra loro collegati.

Sostanzialmente si evidenzia una componente argillosa-limosa predominante nei primi 2,5 m di profondità seguita da un livello sabbioso intervallato da orizzonti più fini, sino a 20 m dal p.d.c..

I livelli limo-sabbiosi e sabbiosi individuati risultano essere in falda e pertanto potenzialmente liquefacibili.

Il posizionamento della falda è stato cautelativamente considerato a - 3,0 metri di profondità dal piano campagna, nelle condizioni di soggiacenza minima.

Di conseguenza è stata effettuata un'analisi per verificare la possibilità di occorrenza di fenomeni di liquefazione attraverso un'analisi semplificata in condizioni di free-field valutando, ad ogni quota z del deposito compresa nei primi 20 m, la suscettibilità alla liquefazione attraverso un coefficiente di sicurezza F_L

dato dal rapporto tra la resistenza disponibile alla liquefazione (CRR) e sollecitazione indotta dall'azione sismica (rapporto di tensione ciclica CSR) mediante i metodi riportati di seguito ed indicati dalle "Linee Guida AGI - Aspetti geotecnici della progettazione in zona sismica".

Per quanto concerne la magnitudo, come riportato nei capitoli precedenti, si è fatto riferimento ad un valore massimo pari a 6.50.

Per quel che concerne invece l'accelerazione massima attesa in superficie nell'area in esame, le analisi effettuate secondo quanto stabilito dalle NTC 2008 e dalla Circolare n°617 del Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti del 2 febbraio 2009 (considerando una classe d'uso 2 "e pertanto un Coefficiente C_u pari a 1 e un suolo di tipo C) hanno portato ad un valore pari a 0.15 g.

Il coefficiente di sicurezza F_L è stato calcolato a partire dalla seguente formula:

$$F_L = \frac{CRR}{CSR} MSF$$

Il rapporto di tensione ciclica CSR, ad una determinata profondità, può essere valutato attraverso l'espressione di Seed e Idriss, 1971 riportata di seguito:

$$CSR = 0.65 \frac{a_{max}}{g} \frac{\sigma_{v0}}{\sigma'_{v0}} R_d$$

Dove:

a_{max} : accelerazione di picco al piano campagna del terremoto di progetto;

g : accelerazione di gravità;

σ_{v0} : tensione totale verticale alla profondità considerata;

σ'_{v0} : tensione efficace verticale alla profondità considerata;

R_d : coefficiente riduttivo dell'azione sismica per valutare la deformabilità del sottosuolo;

Il coefficiente riduttivo dell'azione sismica R_d si può ricavare, per profondità del piano campagna inferiori a 20 m, mediante la seguente espressione (Idriss e Boulanger, 2004):

$$R_d = \exp \left[\left(-1.012 - 1.126 \sin \left(\frac{z}{11.73} + 5.133 \right) \right) + \left(0.106 + 0.118 \sin \left(\frac{z}{11.28} + 5.142 \right) \right) M \right]$$

Essendo z la profondità dal piano campagna espressa in metri ed M la magnitudo di momento dell'evento sismico atteso.

Poiché le procedure semplificate sono state elaborate sulla base di osservazioni sul comportamento dei depositi durante eventi sismici con magnitudo di momento M pari a 7.5, per eventi di magnitudo diversa occorre ridurre il carico sismico a quello equivalente di un terremoto di magnitudo 7.5 (CSR) _{$M=7.5$} attraverso la seguente relazione:

$$CSR_{M=7.5} = \frac{CSR}{MSF}$$

In cui MSF è un fattore di scala per la magnitudo che si può ricavare dall'espressione riportata di seguito (Idriss e Boulanger, 2004):

$$MSF = 6.9 \exp\left(\frac{-M}{4}\right) - 0.058$$

Per quel che concerne invece la valutazione del rapporto di resistenza ciclica CRR, la resistenza penetrometrica, q_c , ricavata dalle indagine penetrometriche statiche CPT, deve essere ricondotta ad un valore normalizzato, q_{c1N} , attraverso la seguente espressione:

$$q_{c1N} = C_Q \frac{q_c}{p_a}$$

Dove p_a (pressione atmosferica pari a 100kPa) e q_c espressa nella stessa unità di misura. Il coefficiente C_Q (fattore correttivo per tener conto dell'influenza della pressione verticale efficace) può essere ricavato per via iterativa dalla seguente espressione (Boulanger e Idriss, 2004):

$$C_Q = \left(\frac{p_a}{\sigma'_v}\right)^{1.338 - 0.294(q_{c1N})^{0.264}}$$

Tale coefficiente non deve superare il valore di 1.7.

Dal valore di (q_{c1N}) è possibile ottenere la resistenza alla liquefazione, per eventi sismici di magnitudo di momento pari a $M=7.5$, mediante la seguente espressione valida per sabbie pulite (Idriss e Boulanger, 2004).

$$CRR = \exp\left[\frac{q_{c1N}}{540} + \left(\frac{q_{c1N}}{67}\right)^2 - \left(\frac{q_{c1N}}{80}\right)^3 + \left(\frac{q_{c1N}}{114}\right)^4 - 3\right]$$

Per materiali con frazione fine non trascurabile invece, per ottenere la resistenza alla liquefazione CRR è stata utilizzata la seguente equazione (Robertson e Wride, 1997):

$$CRR = 0.883 \left[\frac{(q_{c1N})_{cs}}{1000}\right] + 0.05 \quad \text{se } (q_{c1N})_{cs} < 50$$

$$CRR = 93 \left[\frac{(q_{c1N})_{cs}}{1000}\right]^3 + 0.08 \quad \text{se } (q_{c1N})_{cs} > 50$$

Nelle equazioni sopra riportate appare il valore $(q_{c1N})_{cs}$.

Infatti, nel caso di materiali con frazione fine non trascurabile la resistenza penetrometrica normalizzata q_{c1N} deve essere ricondotta ad un valore per sabbie pulite $(q_{c1N})_{cs}$ mediante la seguente espressione (Robertson e Wride, 1998):

$$(q_{c1N})_{cs} = K_c * q_{c1N}$$

Il fattore correttivo K_c è dato da:

$$K_c = 1.0 \quad \text{per } I_c \leq 1.64$$

$$K_c = -17.88 + 33.75I_c - 21.63I_c^2 + 5.581I_c^3 - 0.403I_c^4 \quad \text{per } I_c > 1.64$$

Il parametro di comportamento del terreno I_c da inserire nelle equazioni sopra riportate è una funzione della resistenza alla punta q_c e della resistenza laterale del manicotto f_s misurate dalle prove penetrometriche CPT.

In particolare:

$$I_c = \left[(3.47 - \log Q)^2 + (1.22 + \log F)^2 \right]^{0.5}$$

con:

$$Q = \left[\left(\frac{q_c - \sigma_{vo}}{P_a} \right) \right] \left[\left(\frac{P_a}{\sigma'_{v0}} \right)^n \right] \quad \text{resistenza penetrometrica normalizzata}$$

$$F = \left[\frac{f_s}{(q_c - \sigma_{vo})} \right] * 100\% \quad \text{resistenza laterale normalizzata}$$

Da quanto sopra, il 1° dato da ottenere è l'Indice I_c e relativo esponente di sforzo (n), che si ottengono procedendo per steps successivi:

- 1) se $I_c > 2,6$ ed $n=1$ allora il terreno è classificabile coesivo quindi non liquefacibile ed il calcolo è terminato;
- 2) se $I_c < 2,6$ il suolo può essere di natura granulare e si ripete il calcolo con $n= 0,5$;
- 3) se dal ricalcolo del punto 2 $I_c > 2,6$ il suolo è classificabile come non coesivo ed il valore di I_c sarà utilizzato nel calcolo di q_{c1N}
- 4) se dal ricalcolo del punto 3 $I_c > 2,6$ il suolo è classificabile come limoso ed eventualmente coesivo e si dovrà ripetere il calcolo con $n= 0,7$ ed il valore del nuovo IC sarà utilizzato nel calcolo di q_{c1N}
- 5) se dal ricalcolo del punto 4 $I_c > 2,6$ si utilizzerà come q_{c1N} il valore di 2_{qc} .

Nel caso in esame sono stati considerati, come sabbie pulite, tutti i depositi rilevati dall'indagine penetrometrica da 4 a 14 m dal p.d.c..

Ottenuti i valori di CSR e di CRR è possibile valutare il coefficiente di sicurezza F_L .

Come previsto da tale normativa se $F_L > 1$ si possono escludere fenomeni di liquefazione mentre se $F_L < 1$ è possibile che avvengano fenomeni di liquefazione.

Ottenuto il parametro F_L è possibile operare una stima probabilistica della possibilità che avvenga la liquefazione, utilizzando la seguente relazione proposta dalla normativa:

$$I_L = \int_0^{20} F(z)w(z)dz$$

In cui z è la profondità dal piano campagna in metri e $w(z) = 10-0.5z$.

Ad una data quota z il fattore $F(z)$ vale:

$$F = 1 - F_L \quad \text{se } F_L \leq 1$$

$$F = 0 \quad \text{se } F_L > 1$$

In particolare, come previsto dalla normativa suddetta, il valore dell'indice del potenziale di liquefazione I_L valutato porta alla definizione del rischio di liquefazione che è: basso se $0 < I_L \leq 5$; elevato se $5 < I_L \leq 15$; estremamente elevato se $I_L > 15$.

Come riassunto nella tabella seguente si sono ottenuti valori molto bassi dell'indice di potenziale di liquefazione I_L (o di liquefacibilità) con il rischio di liquefazione che può essere considerato pertanto molto basso.

Indice di potenziale liquefacibilità I_L	Rischio di liquefazione
1.80	basso

7. CONCLUSIONI

Ubicazione

L'area è situata in comune di Dosolo (MN), ed è identificata al foglio 22 mappali n. 7, 9 e 286.

Sismicità

Ai sensi della DGR 11/07/2014 n. X/2129 l'area, come tutto il territorio comunale è compresa in Zona sismica 3 e più dettagliatamente denominata Za "Zona di fondovalle con presenza di depositi alluvionali e/o fluvio-glaciali granulari e/o coesivi". Ai fini della definizione dell'azione sismica di progetto il terreno di fondazione relativo all'orizzonte A può essere classificato alla categoria "C" di cui al punto 3.2.2 delle NTC. La condizione topografica dell'area in esame, si configura nella categoria topografica di tipo T1 di cui al punto 3.2.2 delle NTC.

Indagini

La definizione dell'assetto stratigrafico e della fattibilità geotecnica preliminare dei terreni è stata conseguita attraverso la realizzazione di n. 2 prova penetrometrica statica, oltre ad un'indagine sismica di tipo HWSR.

Litologia e litostratimetria

Dalle indagini eseguite, emerge una successione litostratigrafica caratterizzata da:

- Un orizzonte superficiale costituito da argille con uno spessore di circa 2,8 metri;
- Limi e limi sabbiosi e argillosi sino a a - 6,4 metri;
- Argille da - 6,4 e sino alla profondità indagata.

Nell'ipotesi di fondazioni dirette, la porzione di terreno che governa la capacità portante è rappresentato dal livello superficiale di limo e argille con una Cu di 66 KPa.

Idrogeologia

La profondità della superficie acquifera alla data dell'indagine è stata individuata a 3,3 m dal p.c..

Ai fini progettuali la falda è da intendersi prudenzialmente posizionata a 1,0 metri dal piano campagna.

Carichi ammissibili

Il carico della fondazione superficiale (tipo nastriforme), come esplicito al cap. 6.2, risulta come segue:

CARICO LIMITE FONDAZIONE COMBINAZIONE...A1+M1+R3

Autore: Brinch - Hansen 1970

Carico limite [Qult] 295,55 kN/m²

Resistenza di progetto [Rd] 128,5 kN/m²

Tensione [Ed] 98,52 kN/m²

Fattore sicurezza [Fs=Qult/Ed] 3,0

Condizione di verifica [Ed<=Rd] Verificata

COEFFICIENTE DI SOTTOFONDAZIONE BOWLES (1982)

Costante di Winkler 11822,17 kN/m³

Dosolo, 8 marzo 2019

Firmato digitalmente
Dott. geol. Simone Lucchini



PROVA ... Nr.1

Committente: IMPRESA EDILE ZAVATTINI SRL

Strumento utilizzato: DEEP DRILL

Prova eseguita in data: 25/02/2019

Profondità prova: 8,00 mt

Località: Dosolo

Profondità (m)	Lettura punta (Mpa)	Lettura laterale (Mpa)	qc (Mpa)	f _s (Mpa)	qc/f _s Begemann	f _s /qcx100 (Schmertmann)
0,20	0,00	0,0	0,014	0,067	0,209	478,6
0,40	0,40	0,9	0,814	0,053	15,358	6,5
0,60	0,50	0,9	1,014	0,04	25,35	3,9
0,80	0,50	0,8	1,014	0,053	19,132	5,2
1,00	0,80	1,2	1,614	0,067	24,09	4,2
1,20	0,80	1,3	1,627	0,093	17,495	5,7
1,40	0,90	1,6	1,827	0,093	19,645	5,1
1,60	0,90	1,6	1,827	0,093	19,645	5,1
1,80	0,70	1,4	1,427	0,073	19,548	5,1
2,00	0,75	1,3	1,527	0,067	22,791	4,4
2,20	0,80	1,3	1,641	0,067	24,493	4,1
2,40	0,70	1,2	1,441	0,06	24,017	4,2
2,60	0,70	1,2	1,441	0,067	21,507	4,6
2,80	0,60	1,1	1,241	0,08	15,513	6,4
3,00	0,60	1,2	1,241	0,053	23,415	4,3
3,20	0,60	1,0	1,254	0,047	26,681	3,7
3,40	0,60	1,0	1,254	0,04	31,35	3,2
3,60	1,10	1,4	2,254	0,053	42,528	2,4
3,80	0,80	1,2	1,654	0,067	24,687	4,1
4,00	2,00	2,5	4,054	0,067	60,507	1,7
4,20	1,40	1,9	2,868	0,12	23,9	4,2
4,40	1,00	1,9	2,068	0,08	25,85	3,9
4,60	0,80	1,4	1,668	0,067	24,896	4,0
4,80	0,50	1,0	1,068	0,067	15,94	6,3
5,00	0,50	1,0	1,068	0,06	17,8	5,6
5,20	0,65	1,1	1,381	0,06	23,017	4,3
5,40	0,45	0,9	0,981	0,053	18,509	5,4
5,60	0,60	1,0	1,281	0,06	21,35	4,7
5,80	0,70	1,2	1,481	0,1	14,81	6,8
6,00	0,65	1,4	1,381	0,08	17,263	5,8
6,20	0,80	1,4	1,695	0,087	19,483	5,1
6,40	0,70	1,4	1,495	0,08	18,688	5,4
6,60	0,80	1,4	1,695	0,067	25,299	4,0
6,80	0,70	1,2	1,495	0,08	18,688	5,4
7,00	0,50	1,1	1,095	0,04	27,375	3,7
7,20	0,60	0,9	1,308	0,047	27,83	3,6
7,40	0,65	1,0	1,408	0,06	23,467	4,3
7,60	0,85	1,3	1,808	0,093	19,441	5,1
7,80	0,70	1,4	1,508	0,087	17,333	5,8
8,00	0,65	1,3	1,408	0,0		0,0

Prof Strato (m)	qc Media (Mpa)	f _s Media (Mpa)	Gamma Medio (KN/m ²)	Comp. Geotecnico	Descrizione
0,40	0,414	0,06	16,1	Coesivo	Torbe
0,60	1,014	0,04	18,2	Incoerente-Coesivo	Limi argillosi e limi sabbiosi
0,80	1,014	0,053	18,2	Coesivo	Argille
1,00	1,614	0,067	19,0	Incoerente-Coesivo	Limi argillosi e limi sabbiosi
1,80	1,677	0,088	19,1	Coesivo	Argille
2,40	1,536	0,065	18,9	Incoerente-Coesivo	Limi argillosi e limi sabbiosi
2,80	1,341	0,074	18,7	Coesivo	Argille
3,40	1,25	0,047	18,5	Incoerente-Coesivo	Limi argillosi e limi sabbiosi
3,60	2,254	0,053		19,5 Incoerente-Coesivo	Limi e limi sabbiosi
3,80	1,654	0,067	19,0	Incoerente-Coesivo	Limi argillosi e limi sabbiosi

4,00	4,054	0,067	20,5	Incoerente	sabbiosi
4,60	2,201	0,089	19,4	Incoerente-Coesivo	Sabbie limose Limi argillosi e limi sabbiosi
5,00	1,068	0,064	18,2	Coesivo	Argille
5,20	1,381	0,06	18,7	Incoerente-Coesivo	Limi argillosi e limi sabbiosi
6,40	1,386	0,077	18,6	Coesivo	Argille
6,60	1,695	0,067	19,0	Incoerente-Coesivo	Limi argillosi e limi sabbiosi
6,80	1,495	0,08	18,8	Coesivo	Argille
7,40	1,27	0,049	18,5	Incoerente-Coesivo	Limi argillosi e limi sabbiosi
7,80	1,658	0,09	19,0	Coesivo	Argille

PROVA ... Nr.2

Committente: IMPRESA EDILE ZAVATTINI SRL
 Strumento utilizzato: DEEP DRILL
 Prova eseguita in data: 25/02/2019
 Profondità prova: 8,00 mt
 Località: Dosolo

Profondità (m)	Lettura punta (Mpa)	Lettura laterale (Mpa)	qc (Mpa)	f _s (Mpa)	qc/f _s Begemann	f _s /qcx100 (Schmertmann)
0,20	0,00	0,0	0,0	0,04	0,0	
0,40	1,40	1,7	2,8	0,173	16,185	6,2
0,60	0,70	2,0	1,4	0,067	20,896	4,8
0,80	0,60	1,1	1,2	0,067	17,91	5,6
1,00	0,80	1,3	1,6	0,053	30,189	3,3
1,20	0,70	1,1	1,4	0,053	26,415	3,8
1,40	0,60	1,0	1,2	0,04	30,0	3,3
1,60	0,70	1,0	1,4	0,053	26,415	3,8
1,80	0,80	1,2	1,6	0,04	40,0	2,5
2,00	1,50	1,8	3,0	0,067	44,776	2,2
2,20	1,90	2,4	3,8	0,053	71,698	1,4
2,40	1,80	2,2	3,6	0,08	45,0	2,2
2,60	1,80	2,4	3,6	0,093	38,71	2,6
2,80	1,10	1,8	2,2	0,067	32,836	3,0
3,00	0,70	1,2	1,4	0,053	26,415	3,8
3,20	2,20	2,6	4,4	0,147	29,932	3,3
3,40	3,20	4,3	6,4	0,16	40,0	2,5
3,60	2,10	3,3	4,2	0,12	35,0	2,9
3,80	2,20	3,1	4,4	0,133	33,083	3,0
4,00	2,00	3,0	4,0	0,06	66,667	1,5
4,20	1,50	2,0	3,0	0,127	23,622	4,2
4,40	1,00	2,0	2,0	0,067	29,851	3,4
4,60	0,90	1,4	1,8	-0,053	-33,962	-2,9
4,80	0,50	0,1	1,0	-0,067	-14,925	-6,7
5,00	0,60	0,1	1,2	0,06	20,0	5,0
5,20	0,70	1,2	1,4	0,06	23,333	4,3
5,40	0,50	1,0	1,0	0,067	14,925	6,7
5,60	0,60	1,1	1,2	0,053	22,642	4,4
5,80	0,80	1,2	1,6	0,1	16,0	6,3
6,00	0,65	1,4	1,3	0,067	19,403	5,2
6,20	0,80	1,3	1,6	0,087	18,391	5,4
6,40	0,75	1,4	1,5	0,093	16,129	6,2
6,60	0,80	1,5	1,6	0,06	26,667	3,8
6,80	0,75	1,2	1,5	0,073	20,548	4,9
7,00	0,55	1,1	1,1	0,04	27,5	3,6
7,20	0,60	0,9	1,2	0,047	25,532	3,9
7,40	0,65	1,0	1,3	0,073	17,808	5,6

7,60	0,85		1,4	1,7	0,073	23,288	4,3
7,80	0,75		1,3	1,5	0,107	14,019	7,1
8,00	0,60	1,4		1,2	0,0		0,0

Prof. Strato (m)	qc Media (Mpa)	fs Media (Mpa)	Gamma Medio (KN/m ³)	Comp. Geotecnico	Descrizione
0,20	0,0	0,04	0,0		Stima non eseguibile
0,80	1,8	0,102	19,1	Coesivo	Argille
1,60	1,4	0,05	18,8	Incoerente-Coesivo	Limi argillosi e limi sabbiosi
2,00	2,3	0,054		19,5 Incoerente-Coesivo	Limi e limi sabbiosi
2,20	3,8	0,053		20,4 Incoerente	Sabbie limose
2,80	3,133	0,08		20,1 Incoerente-Coesivo	Limi e limi sabbiosi
3,00	1,4	0,053	18,7	Incoerente-Coesivo	Limi argillosi e limi sabbiosi
3,20	4,4	0,147		20,7 Incoerente-Coesivo	Limi e limi sabbiosi
3,40	6,4	0,16		21,3 Incoerente	Sabbie limose
3,60	4,2	0,12		20,6 Incoerente-Coesivo	Limi e limi sabbiosi
4,00	4,2	0,097		20,6 Incoerente	Sabbie limose
4,40	2,5	0,097	19,7	Incoerente-Coesivo	Limi argillosi e limi sabbiosi
4,80	1,4	-0,06		18,6 Incoerente	Sabbie limose
5,00	1,2	0,06	18,4	Coesivo	Argille
5,20	1,4	0,06	18,7	Incoerente-Coesivo	Limi argillosi e limi sabbiosi
5,40	1,0	0,067	18,1	Coesivo	Argille
5,60	1,2	0,053	18,4	Incoerente-Coesivo	Limi argillosi e limi sabbiosi
6,40	1,5	0,087	18,8	Coesivo	Argille
6,60	1,6	0,06	18,9	Incoerente-Coesivo	Limi argillosi e limi sabbiosi
6,80	1,5	0,073	18,8	Coesivo	Argille
7,20	1,15	0,044	18,3	Incoerente-Coesivo	Limi argillosi e limi sabbiosi
7,40	1,3	0,073	18,5	Coesivo	Argille
7,60	1,7	0,073	19,0	Incoerente-Coesivo	Limi argillosi e limi sabbiosi
7,80	1,5	0,107	18,7	Coesivo	Argille

CORRELAZIONI GEOTECNICHE UTILIZZATE

TERRENI INCOERENTI

Angolo di Attrito

Angolo di Attrito (Durgunouglu-Mitchell 1973-1975) – per sabbie N.C. e S.C. non cementate

Angolo di Attrito (Meyerhof 1951) – per sabbie N.C. e S.C.

Angolo di Attrito Herminier

Angolo di Attrito (Caquot) - per sabbie N.C. e S.C. non cementate e per prof. > 2 mt. in terreni saturi o > 1 mt. non saturi

Angolo di Attrito (Koppejan) - per sabbie N.C. e S.C. non cementate e per prof. > 2 mt. in terreni saturi o > 1 mt. non saturi

Angolo di Attrito (De Beer 1965-1967) - per sabbie N.C. e S.C. non cementate e per prof. > 2 mt. in terreni saturi o > 1 mt. non saturi

Angolo di Attrito (Robertson & Campanella 1983) - per sabbie non cementate quarzose

Angolo di Attrito (Schmertmann 1977-1982) – per varie litologie (correlazione che generalmente sovrastima il valore)

Densità relativa (%)

Densità Relativa (Baldi ed altri 1978-1983 - Schmertmann 1976) - per sabbie NC non cementate

Densità Relativa (Schmertmann)

Densità Relativa (Harman 1976)

Densità Relativa (Lancellotta 1983)

Densità Relativa (Jamiolkowski 1985)

Densità Relativa (Larsson 1995) - per sabbie omogenee non gradate

Modulo di Young

Modulo di Young (Schmertmann 1970-1978) $E_y(25) - E_y(50)$ - modulo secante riferito rispettivamente al 25 % e 50 % del valore di rottura – prima fase della curva carico/deformazione

Modulo di Young secante drenato (Robertson & Campanella 1983) $E_y(25) - E_y(50)$ - per sabbie NC quarzose

Modulo di Young (ISOPT-1 1988) $E_y(50)$ - per sabbie OC sovraconsolidate e SC

Modulo Edometrico

Modulo Edometrico (Robertson & Campanella) da Schmertmann

Modulo Edometrico (Lunne-Christoffersen 1983 - Robertson and Powell 1997) - valido per sabbie NC

Modulo Edometrico (Kulhawy-Mayne 1990)

Modulo Edometrico (Mitchell & Gardner 1975) – valido per sabbie

Modulo Edometrico (Buisman - Sanglerat) – valido per sabbie argillose

Peso di Volume Gamma

Peso di Volume Gamma (Meyerhof) -

Peso di Volume Gamma saturo (Meyerhof) -

Modulo di deformazione di taglio

Imai & Tonouchi (1982) elaborazione valida soprattutto per sabbie e per tensioni litostatiche comprese tra 0,5 - 4,0 kg/cmq.

Potenziale di Liquefazione

Verifica alla liquefazione dei suoli incoerenti (Metodo di Robertson e Wride 1997 – C.N.R. – GNDT) – coefficiente di sicurezza relativo alle varie zone sismiche I-I-III-IV cat. – N.B. la liquefazione è assente per $F_s \geq 1,25$, possibile per $F_s = 1,0-1,25$ e molto probabile per $F_s < 1$

Fattori di compressibilità

Ramo di carico C (autori vari)

Ramo di carico medio C_{rm} (autori vari)

OCR - Grado di Sovraconsolidazione

Grado di Sovraconsolidazione OCR - (metodo Stress-History)

Grado di Sovraconsolidazione OCR (Larsson 1991 S.G.I.)

Grado di Sovraconsolidazione OCR (Piacentini-Righi Inacos 1978)

Grado di Sovraconsolidazione OCR - (Ladd e Foot - Ladd ed altri 1977)

MODULO DI REAZIONE K_o (Kulhawy Maine, 1990).

CORRELAZIONE NSPT

Meardi – Meigh 1972

Meyerhof

TERRENI COESIVI

Coesione Non Drenata

Coesione non drenata (Lunne & Eide)

Coesione non drenata (Rolf Larsson SGI 1995) - suoli fini granulari

Coesione non drenata (Baligh ed altri 1976-1980) in tale elaborazione occorre inserire il valore di N_k (generalmente variabile da 11 a 25)

Coesione non drenata (Marsland 1974-Marsland e Powell 1979)

Coesione non drenata Sunda (relazione sperimentale)

Coesione non drenata (Lunne T.-Kleven A. 1981)

Coesione non drenata (Kjekstad. 1978)

Coesione non drenata (Lunne, Robertson and Powell 1977)
Coesione non drenata (Terzaghi - valore minimo)
Coesione non drenata (Begemann)
Coesione non drenata (De Beer) - valida per debole coesione.

Indice Di Compressione C

Indice di Compressione Vergine C_c (Schmertmann)
Indice di Compressione Vergine C_c (Schmertmann 1978)
Fattore di compressibilità ramo di carico C (Piacentini-Righi Inacos 1978)
Fattore di compressibilità medio ramo di carico C_{rm} (Piacentini-Righi Inacos 1978).

Modulo Edometrico-Confinato

Mitchell - Gardnerr (1975) M_o (Eed) (Kg/cmq) per limi e argille.
Metodo generale del modulo edometrico.
Buisman correlazione valida per limi e argille di media plasticità - Alluvioni attuali argille plastiche - suoli organici ($W = 90-130$)
Buisman e Sanglerat valida per litotipi argille compatte

Modulo di deformazione non drenato

Modulo di deformazione non drenato E_u (Cancelli ed altri 1980)
Modulo di deformazione non drenato E_u (Ladd ed altri 1977) - (Inserire valore $n = 30 < n < 1500$ sulla base di esperienze acquisite e del tipo litologico)

Peso di Volume Gamma

Peso di Volume terreni coesivi (t/mq) (Meyerhof)
Peso di Volume saturo terreni coesivi (t/mq) (Meyerhof)
Modulo di deformazione di taglio
Imai & Tonouchi (1982)

OCR

Grado di Sovraconsolidazione OCR - (metodo Stress-History)
Grado di Sovraconsolidazione OCR (P.W. Mayne 1991) - per argille ed argille sovraconsolidate
Grado di Sovraconsolidazione OCR (Larsson 1991 S.G.I.)
Grado di Sovraconsolidazione OCR (Piacentini-Righi Inacos 1978)
Grado di Sovraconsolidazione Jamiolkowski et altri 1979 - valida per argilla di Taranto
Grado di Sovraconsolidazione Schmertmann 1978

Coefficiente Di Consolidazione Verticale

Coefficiente di Consolidazione C_v (Piacentini-Righi, 1988)

Permeabilità

Coefficiente di Permeabilità K (Piacentini-Righi, 1988)