

PROVINCIA DI VERONA COMUNE DI NOGARA

PROGETTO PER I LAVORI DI MESSA IN SICUREZZA DI UN TRATTO DELLA STRADA PROVINCIALE N. 49 DELL'OSON CON REALIZZAZIONE DI UNA PISTA CICLOPEDONALE

COMMITTENZA: Amm.ne Comunale di Nogara

PROGETTAZIONE: Geom. Nicolò FRACCAROLI
Via Maso, Nogara (Vr)

RIFERIMENTO: Decreto del Sindaco n. 5 del 21.05.2019

DET. LL.PP. N. 163 DEL 08.11.2019

CIG: Z372A8ADED

RELAZIONE GEOLOGICA (ai sensi del D.M. 17.01.2018) E VALUTAZIONI GEOTECNICHE PER LA REALIZZAZIONE DELLA PISTA CICLOPEDONALE

I TECNICI INCARICATI

DOTT. GEOL. MAURO MANCINI



DOTT. GEOL. MAURO MICHELE GRUZZOLI

SOMMARIO

PREMESSA	pag. 3
DATI DI PROGETTO	pag. 3

RELAZIONE GEOLOGICA (ai sensi del D.M. 14.01.2008)

1. INQUADRAMENTO GEOLOGICO DELL'AREA DI INTERVENTO	pag. 5
1.1 Ubicazione e topografia	pag. 5
1.2 Unità geologiche, litologiche, strutturali	pag. 7
1.3 Forme del terreno e processi geomorfologici	pag. 8
1.4 Rischi geologici, naturali e indotti	pag. 9
1.5 Idrografia	pag. 10
1.6 Idrogeologia	pag. 10
1.7 Quota di falda	pag. 10
1.8 Vincoli, sicurezza idraulica	pag. 11
2. RILEVAMENTO GEOLOGICO-TECNICO	pag. 13
2.1 Indagine in sito	pag. 13
2.2 Prova penetrometrica statica CPT	pag. 14
2.3 Elaborazione dati prova CPT	pag. 14
2.4 Unità litotecniche e valori medi di caratterizzazione	pag. 22
3. ASPETTI GEODINAMICI E SISMICITÀ	pag. 23
3.1 Determinazione categoria suolo di fondazione	pag. 23
3.2 Zonazione sismica	pag. 24
3.3 Dati sismici per le verifiche degli stati limite	pag. 25
3.4 Liquefazione dei terreni	pag. 26
4. VALUTAZIONI CONCLUSIVE DI CARATTERE GEOLOGICO	pag. 27

VALUTAZIONI GEOTECNICHE PER LA REALIZZAZIONE DELLA VIABILITÀ DI LOTTIZZAZIONE

1. CALCOLO DEL PACCHETTO STRADALE	pag. 28
2. VERIFICA PLINTO PER PALO ILLUMINANTE	pag. 31
2.1 Verifica agli stati limite ultimi	pag. 31
2.2 Verifiche al collasso per carico limite	pag. 32
2.3 Calcolo dei cedimenti	pag. 34
3. CONCLUSIONI ED ACCORGIMENTI TECNICI	pag. 34

BIBLIOGRAFIA	pag. 39
--------------------	---------

PREMESSA

A seguito dell'incarico ricevuto dalla Committenza si è provveduto alla redazione della presente Relazione Geologica corredata dalle Valutazioni Geotecniche relativamente alla realizzazione della viabilità ciclo-pedonale relativa ai lavori di messa in sicurezza di un tratto della provinciale n. 49 dell'Oson, tramite realizzazione di una pista ciclopedonale, in Via Raffa in territorio comunale di Nogara (Vr).

Il presente scritto fa riferimento ai disposti del D.M. 17.01.18 "*Norme Tecniche per le Costruzioni*".

Per ottenere i dati necessari alla caratterizzazione geolitologica e geotecnica dei terreni di fondazione sono state eseguite le seguenti indagini di campagna:

DATA INDAGINE:	13.11.2019
1^ TIPO DI INDAGINE:	Prova penetrometrica statica CPT (<i>cone penetration test</i>) con penetrometro da 10 ton di spinta
N. PROVE ESEGUITE:	n. 1 prova denominata CPT1
PROFONDITÀ INDAGATA:	max 5,0 m da attuale piano campagna
2^ TIPO DI INDAGINE:	Indagine sismica passiva mediante Tromino ®
N. PROVE ESEGUITE:	n. 1 prova denominata TRZ1

DATI DI PROGETTO

COMMITTENZA: Amministrazione comunale di Nogara VR

PROGETTAZIONE: Geom. Nicolò Fraccaroli – Via Maso, 23 – 37054 Nogara (Vr)

UBICAZIONE AREA DI INTERVENTO: SP 49 dell'Oson, in prossimità di Via Raffa e Via Casotti (vedi seguente documentazione topografica).

TIPOLOGIA DI INTERVENTO: Realizzazione di una pista ciclopedonale e messa in sicurezza di un tratto di SP 49 tramite realizzazione di una rotatoria; installazione di un palo illuminante; la zona di interesse è relativa all'area tra Via Casotti e Via Raffa, interamente in territorio comunale di Nogara; i dettagli sono sviluppati nelle tavole tecniche a firma del Progettista. Si riportano alcuni estratti.

RELAZIONE GEOLOGICA

(NORME TECNICHE PER LE COSTRUZIONI D.M. 17.01.2018)

1. INQUADRAMENTO GEOLOGICO DELL'AREA D'INTERVENTO

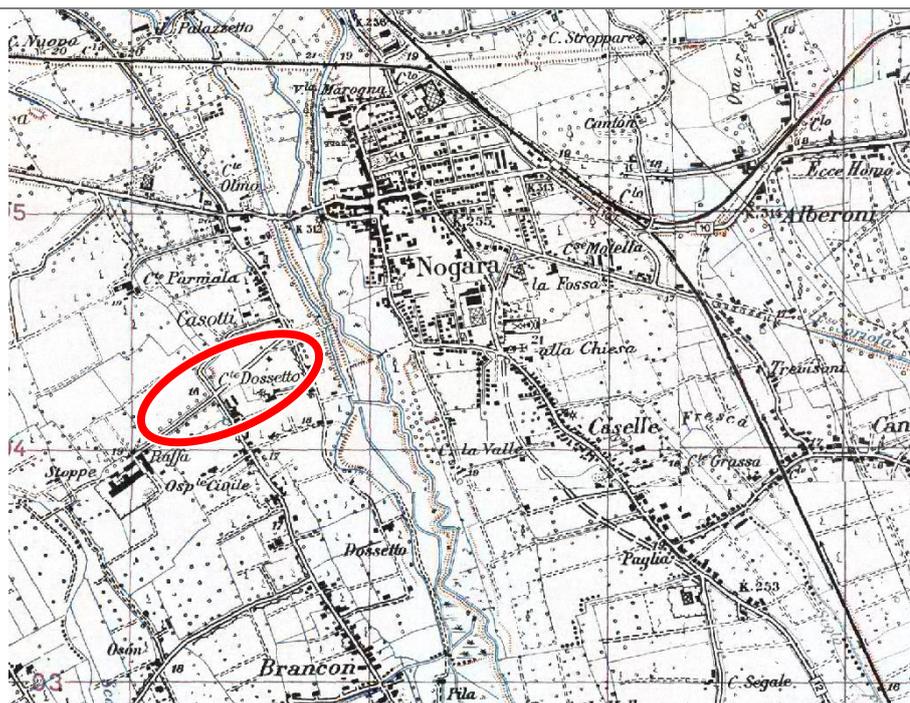
1.1 Ubicazione e topografia

L'area si colloca al margine occidentale del territorio comunale di Nogara; in particolare ci troviamo in loc. Raffa, su un tratto della Via omonima (cfr. successivo estratto da I.G.M. e C.T.R.); le quote di intervento sono comprese tra 18 e 19 m s.l.m.m. con differenze di ordine decimetrico.

ESTRATTO DA
TAVOLETTA I.G.M.
(SCALA 1:25.000)

○ Area di intervento

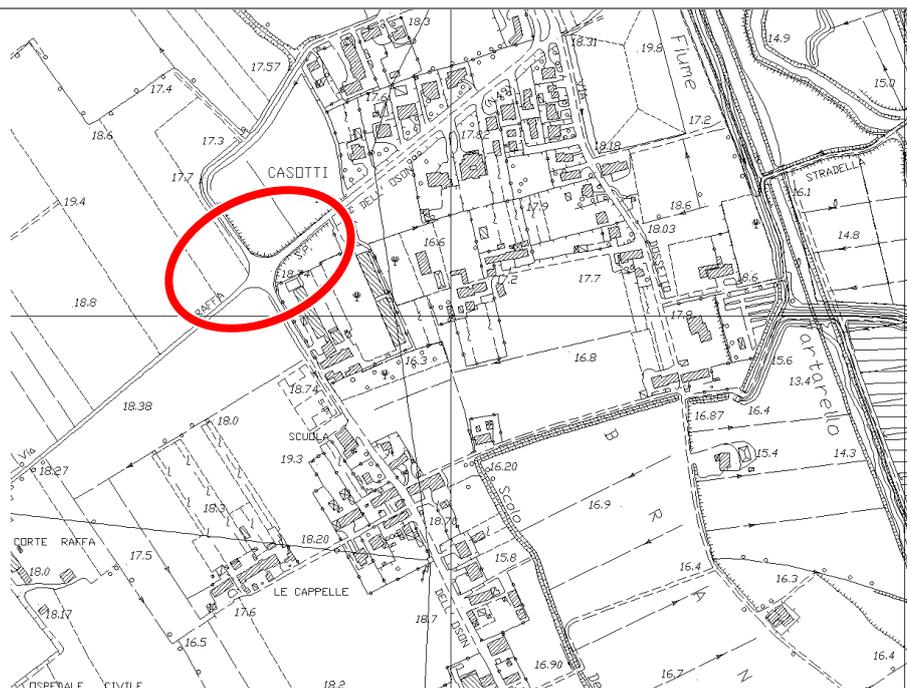
CARATTERISTICHE
TOPOGRAFICHE:
Area
sostanzialmente
pianeggiante



ESTRATTO DA C.T.R.
(SCALA 1:5.000)

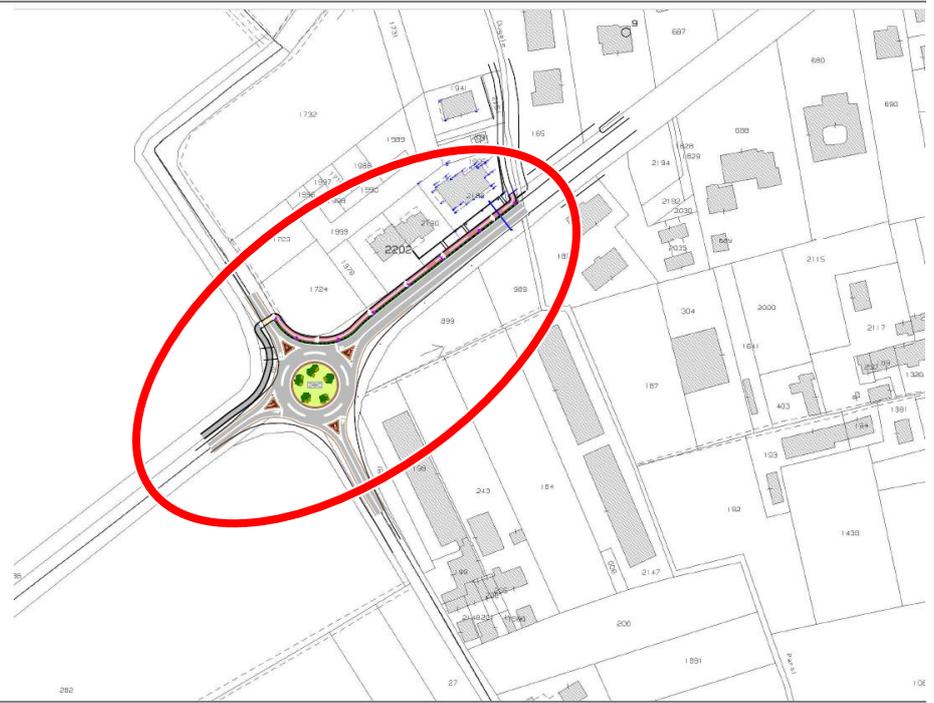
○ Area di intervento

QUOTA TOPOGRAFICA:
18-19 m s.l.m.



BRANO MAPPALE
(SCALA 1:2.000)

○ Area di intervento



1.2 Unità geologiche, litologiche, strutturali

I tipi litologici superficiali della zona sono rappresentati da alluvioni quaternarie da medio-fini a fini quali sabbie, limi ed argille; nel substrato si rinvengono sedimenti di analoga natura e granulometria che si alternano fra loro con giacitura spesso lenticolare.

Per l'area in esame sono disponibili due cartografie ovvero la CARTA GEOLOGICA DEL VENETO (scala 1:250.000) e la CARTA GEOLOGICA DELLE TRE VENEZIE – F. 63 LEGNAGO (scala 1:100.000); la prima vi indica *depositi alluvionali e fluvioglaciali a limi ed argille prevalenti* (QUATERNARIO) mentre la seconda *alluvioni antiche dei piani terrazzati* (OLOCENE).

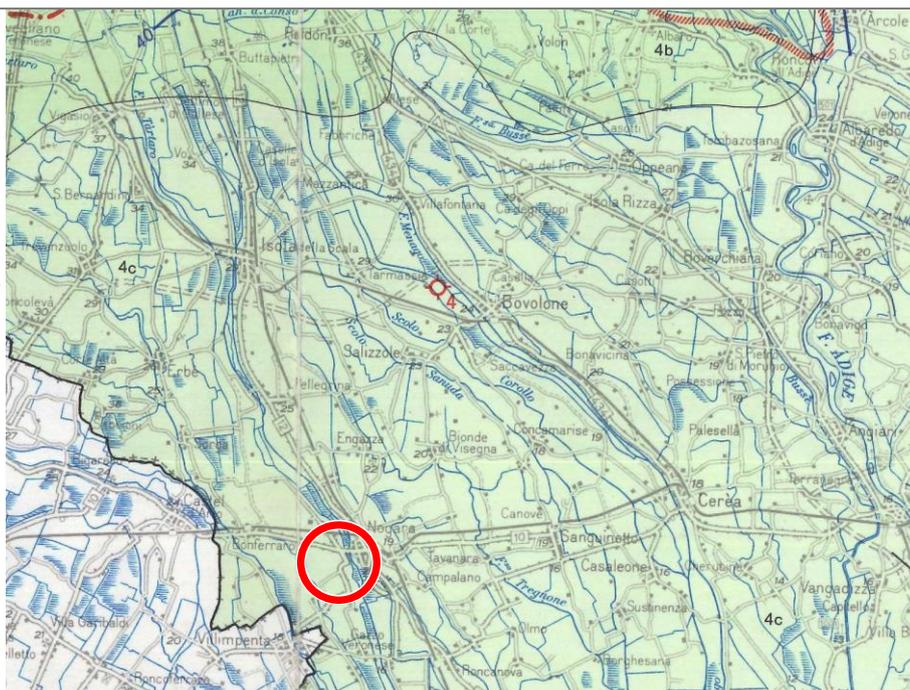
ESTRATTO DA
CARTA GEOLOGICA
DEL VENETO
(part. non in scala)

 **4b** Alluvioni fluviali e fluvioglaciali costituiti da ghiaie e sabbie con limi ed argille (Quaternario)

 **4c** Alluvioni fluviali e fluvioglaciali a limi ed argille prevalenti (Quaternario)

 Limite superiore dei fontanili

 Area di intervento



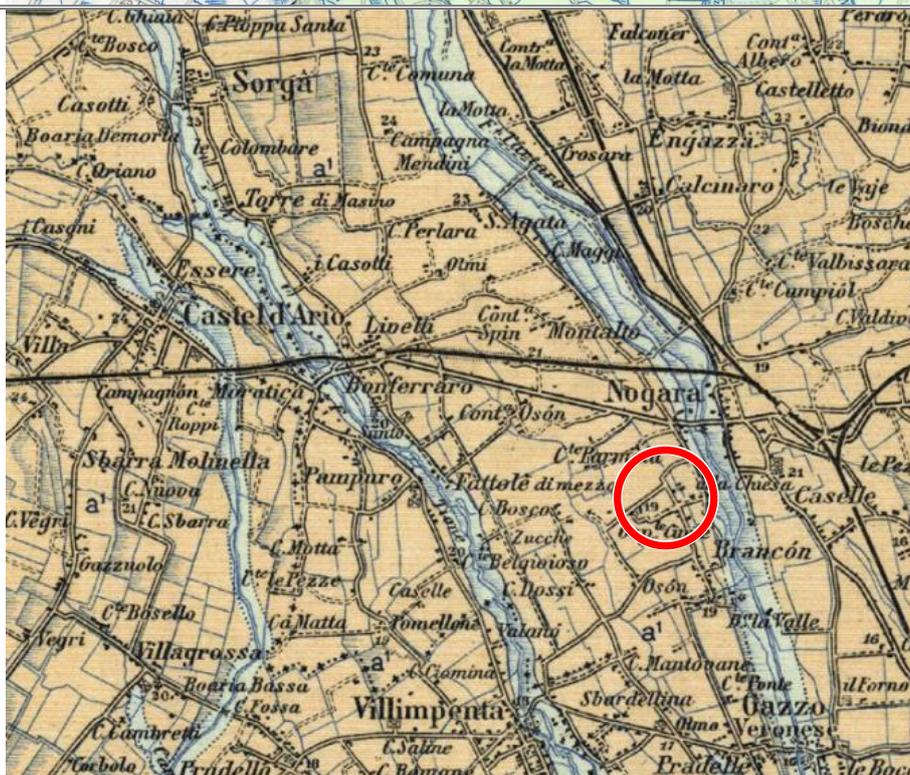
ESTRATTO DA
CARTA GEOLOGICA
DELLE TRE VENEZIE
(part. non in scala)

 **a²** Alluvioni recenti dei bassipiani (Olocene)

 **a¹** Alluvioni antiche dei piani terrazzati (Olocene)

 Dossi di terreno sabbiosi sterili, residui di antiche alluvioni

 Area di intervento



1.3 Forme del terreno e processi geomorfologici

L'area d'intervento è situata in un contesto di pianura alluvionale dove i corsi d'acqua hanno determinato nel tempo l'assetto morfologico del territorio, sovrapponendo agli episodi deposizionali quelli erosivi, alternando fasi di alta energia (piene) ad episodi di bassa energia (magre); in tempi storici recenti, gli interventi idraulici di regimazione dei fiumi hanno determinato una drastica riduzione dei fenomeni morfogenetici naturali e pertanto le forme presenti sono per lo più relitte; nel territorio sono ben riconoscibili le fasce di paleo alveo dei fiumi Tartaro e Tione.

ESTRATTO DA CARTA
DELLE UNITÀ
GEOMORFOLOGICHE
(part. non in scala)

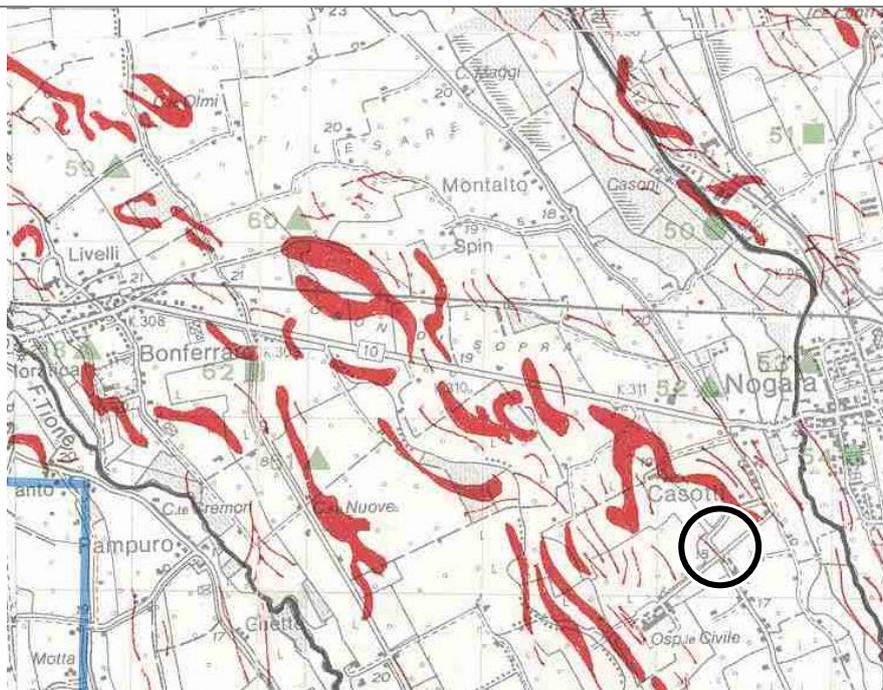
-  Fascia di divagazione delle aste fluviali antiche e recenti (Paleo-alvei)
-  Depositi mobili degli alvei fluviali attuali
-  Fasce fluviali depresse e zone a deflusso difficoltoso
-  Depositi mobili degli alvei fluviali attuali
-  Depositi fluvio-glaciali e alluvionali antichi e recenti
-  Area di intervento



Dettagliati studi per la ricerca di insediamenti preistorici hanno consentito di riconoscere un fitto intreccio di paleoalvei appartenenti al sistema fluviale Tartaro-Tione; questi sono tuttavia meno evidenti di quelli tuttora sede dei corsi d'acqua principali a causa dell'intervento antropico di tipo agricolo e/o insediativo

ESTRATTO DA CARTA
DEI BACINI TARTARO E
TIONE, INSEDIAMENTI
PREISTORICI E ANTICHI
ALVEI FLUVIALI
(part. non in scala)

- abitato
- ▲ necropoli
- rinvenimento sporadico
- ⚡ paleoalveo
- Area di intervento

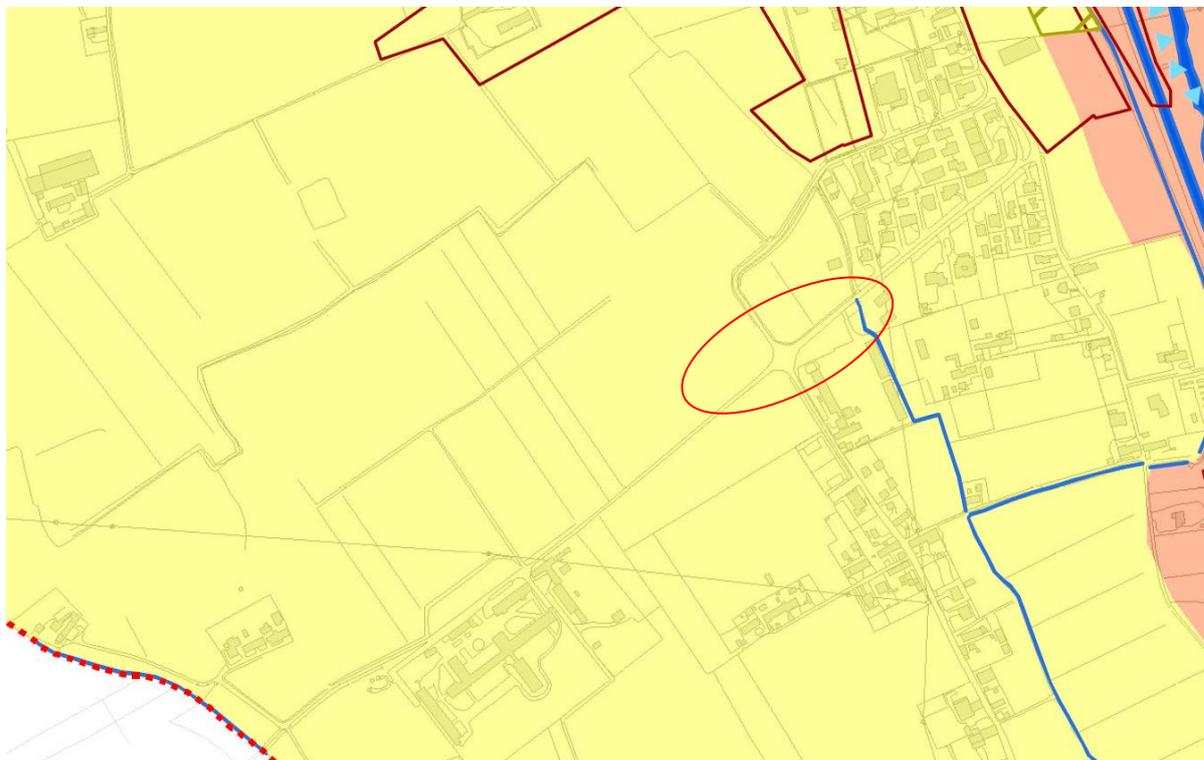


In questi ambienti deposizionali si può osservare una ricorrente correlazione fra natura litologica ed altimetria del piano campagna ed in particolare, in corrispondenza delle zone depresse affiorano terreni a granulometria fine quali argille e limi mentre nelle aree più rilevate (*dossi*) prevalgono sedimenti poco compressibili di natura sabbiosa.

1.4 Rischi geologici, naturali e indotti

L'area appare stabile e non mostra potenziali rischi geologici in atto o latenti.

La carta delle fragilità non segnala zone soggetto a dissesto idrogeologico.



COMPATIBILITA' GEOLOGICA

Art. 30.3.a		Idoneo
Art. 30.3.c		Non idoneo
		Compatibilità a condizione:
Art. 30.3.b		penalità geotecnica
Art. 30.3.b		penalità geotecnica e con scarsa soggiacenza (0-2 metri)

AREE SOGGETTE A DISSESTO IDROGEOLOGICO

Art. 31		Aree esondabili o pericolo ristagno idrico
---------	---	--

ALTRI ELEMENTI

Art. 16		Corsi d'acqua
Art. 11		Aree a rischio di ritrovamenti archeologici

 Area di intervento

1.5 Idrografia

L'idrografia principale del territorio è caratterizzata dai già citati fiume Tartaro e Tione, i cui alvei risiedono rispettivamente a 0,5 km ad Est ed 2,2 km ad Ovest dal sito in esame; l'idrografia di superficie è caratterizzata da numerosi elementi idraulici a servizio dei terreni agricoli tra cui si segnala il Condotto Oson e il Tartarello.

1.6 Idrogeologia

Per quanto riguarda la struttura complessiva dell'acquifero residente nei sedimenti quaternari della pianura veronese, l'interdigitazione fra livelli stratigrafici a carattere permeabile con livelli a carattere impermeabile origina un sistema del tipo a falde sovrapposte, avente la prima falda generalmente a carattere freatico ed alimentata prevalentemente dalle precipitazioni; le falde profonde, residenti negli strati a granulometria maggiore (sabbie s.l.) e confinate tra banchi argillosi, si trovano in pressione; il deflusso generale delle acque sotterranee è orientato NW-SE ossia sub parallelo al deflusso dei corsi d'acqua; le variazioni litologiche del sub strato comportano tuttavia variazioni locali talora sensibili

1.6 Quota di falda

Alla data di esecuzione delle indagini (13.11.2019) la falda non è stata rilevata fino a profondità di circa -3,00 m da quota inizio prova; anche la cartografia tematica disponibile,

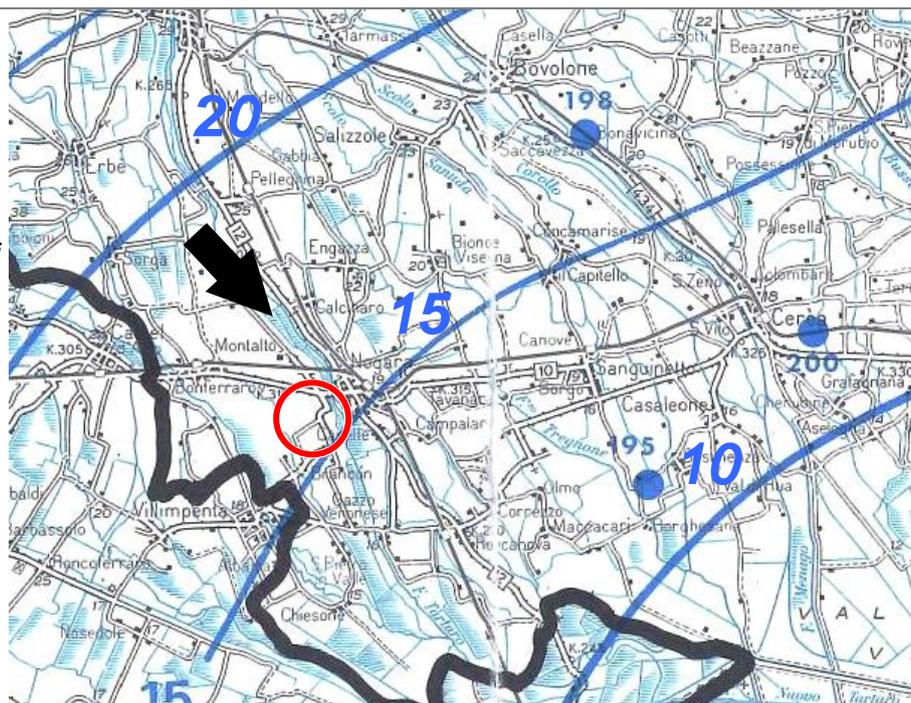
redatta alla scala 1:250.000, consente di dedurre la soggiacenza media della falda a circa 2/3,00 m.

ESTRATTO DA
CARTA ISOFREATICA
DEL VENETO

 15 Isofreatica
con quota in m s.l.m.

 Direzione di
deflusso sotterraneo

 Area di intervento



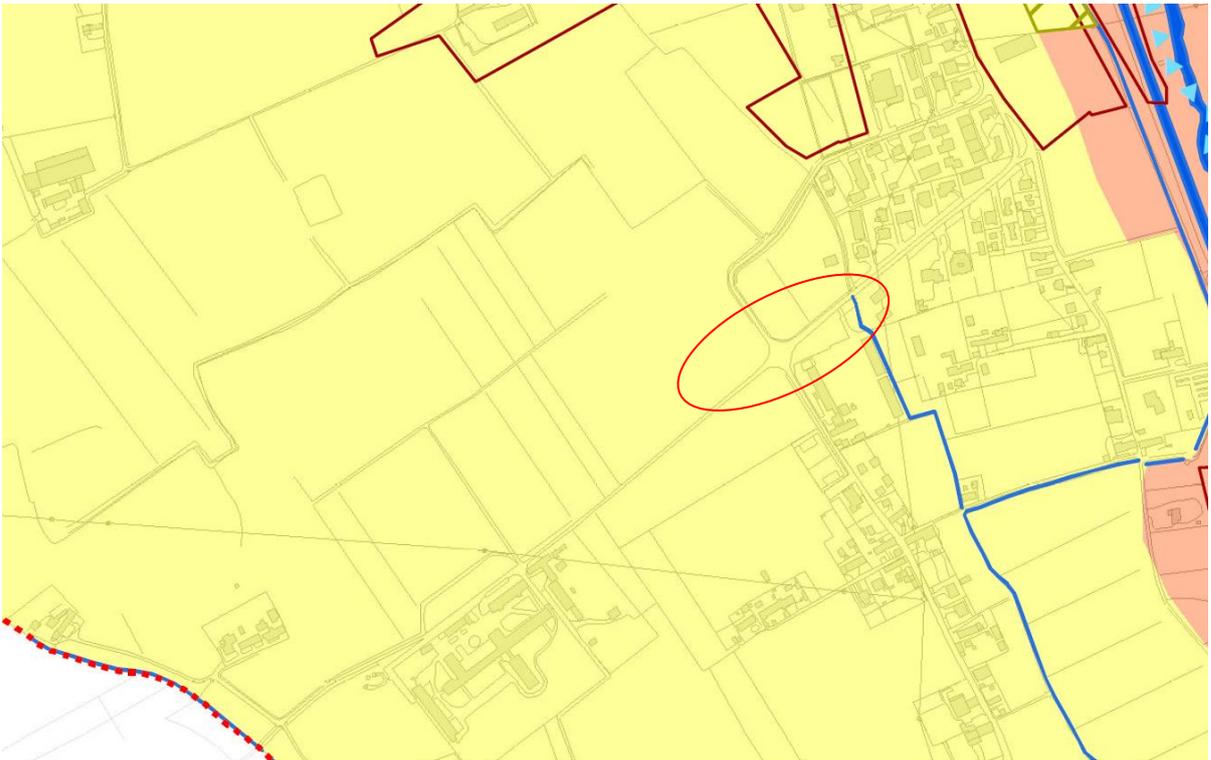
1.7 Vincoli, sicurezza idraulica

L'area non è segnalata dallo strumento urbanistico (PAT) come soggetta a dissesto o fragilità idrauliche.

La zona è definita nel PAT come *idonea a condizione*, tuttavia le verifiche eseguite in sito, in ottemperanza alle disposizioni del PAT, indicano una situazione geolitologica ottimale per la realizzazione delle opere, e l'assenza di falda fino ad almeno 2/3 m da attuale p.c. (rilievo freatico a novembre 2019).

L'area non mostra penalità ed è costituita da una successione litostratigrafica caratterizzata da terreni con caratteristiche di resistenza al taglio più che sufficienti in relazione alle opere progettate.

Segue un estratto del PAT.



COMPATIBILITA' GEOLOGICA

- Art. 30.3.a  Idoneo
- Art. 30.3.c  Non idoneo
- Compatibilità a condizione:
- Art. 30.3.b  penalità geotecnica
- Art. 30.3.b  penalità geotecnica e con scarsa soggiacenza (0-2 metri)

AREE SOGGETTE A DISSESTO IDROGEOLOGICO

- Art. 31  Aree esondabili o pericolo ristagno idrico

ALTRI ELEMENTI

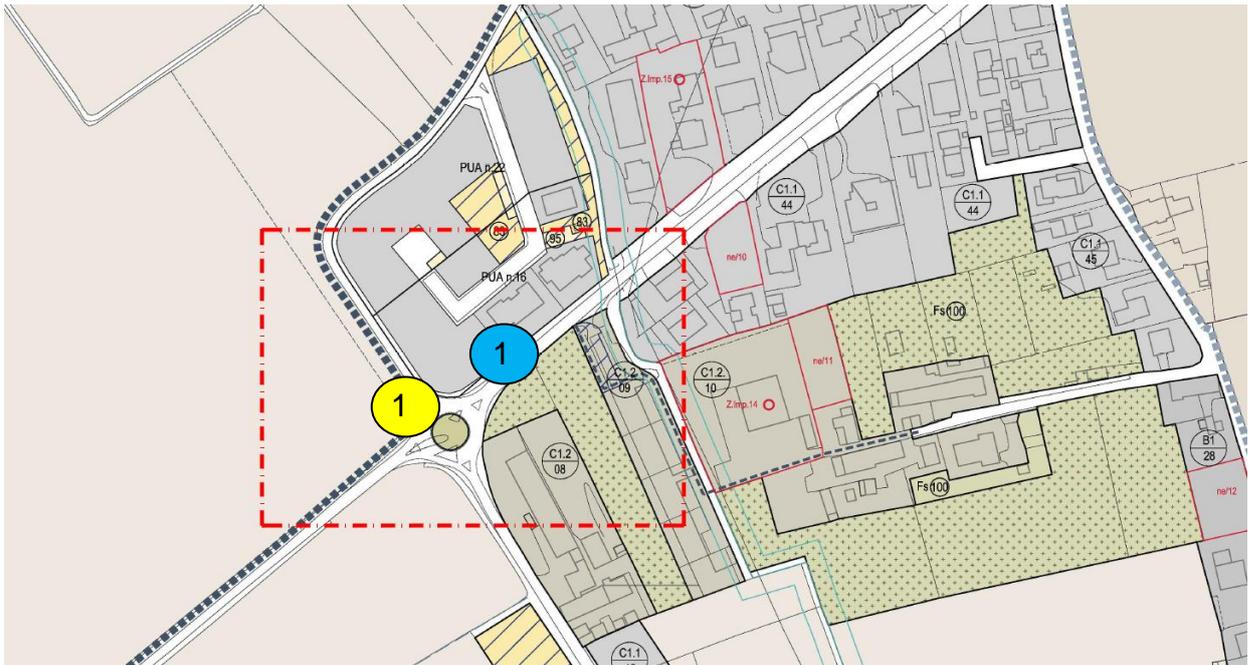
- Art. 16  Corsi d'acqua
- Art. 11  Aree a rischio di ritrovamenti archeologici

 Area di intervento

2. RILEVAMENTO GEOLOGICO-TECNICO

2.1 Indagine in sito

Per la valutazione litologica, la determinazione dei principali parametri geotecnici del terreno e per la determinazione della quota della falda si sono eseguite n. 1 prova penetrometrica statica denominata CPT1, e si è eseguita anche la rilevazione con tromografo (TRZ1) per la stima delle Vs30 di sito; nella planimetria sottostante si riporta l'ubicazione dei punti prova, seguita dalla documentazione fotografica delle stazioni di esecuzione.



Planimetria ed ubicazione delle prove di campagna (in giallo le prove penetrometriche; in azzurro la prova tromografica sismica-passiva)



Stazione di prova

2.2 Prova penetrometrica statica CPT

La strumentazione impiegata per l'indagine geotecnica è un penetrometro di tipo olandese marca *Deep Drill* da 10 ton. di spinta.

La prova penetrometrica statica CPT (cone penetration test) di tipo meccanico consiste essenzialmente nella misura della resistenza alla penetrazione offerta da una punta meccanica di dimensioni e caratteristiche geometriche standardizzate, infissa nel terreno a velocità costante ($v = 2 \text{ cm/sec} \pm 0,5 \text{ cm/sec}$); la penetrazione avviene mediante la spinta di un martinetto idraulico ancorato al suolo ed opportunamente zavorrato, il quale agisce su una batteria di aste (esterne cave e coassiali interne piene); alla estremità inferiore della suddetta batteria è collocata una punta conica di tipo telescopico (punta Begemann), dotata di un manicotto esterno scorrevole per consentire la stima dell'attrito laterale.

Lo sforzo necessario all'infissione dell'utensile viene determinato per mezzo di un sistema di misura mediante letture su appositi manometri collegati al martinetto; le letture alla punta (L1) e totale (L2) sono rilevate ad intervalli regolari di avanzamento di 20 cm.

Il dettaglio delle caratteristiche tecniche dell'attrezzatura è proposta alla fine del prossimo paragrafo assieme alle risultanze dell'indagine

2.3 Elaborazione dati prova CPT

L'elaborazione dei valori di resistenza all'infissione caratteristici dei vari livelli del substrato, fornisce utili informazioni per il riconoscimento di massima dei terreni attraversati sulla base del rapporto q_c / f_s fra la resistenza alla punta q_c e la resistenza laterale f_s (Rapporto di Begemann 1965 – Raccomandazioni A.G.I. 1977) ovvero sulla base dei valori di q_c e del rapporto q_c / f_s (esperienze di Schmertmann, 1978).

I valori dei principali parametri geotecnici sono ottenuti a partire dai valori di q_c e da esperienze e ricerche empiriche condotte in vari Paesi da diversi vari autori secondo le relazioni riportate nella LEGENDA PARAMETRI GEOTECNICI proposta nelle pagine successive; i valori ottenuti tramite un programma di calcolo sono relativi ai seguenti parametri:

- <i>coesione non drenata:</i>	c_u
- <i>angolo di attrito interno efficace:</i>	ϕ'
- <i>densità relativa:</i>	D_r
- <i>modulo edometrico:</i>	M_o
- <i>modulo deformazione non drenato:</i>	E_u
- <i>modulo deformazione drenato:</i>	E'
- <i>peso di volume naturale:</i>	γ

Si sottolinea che in assenza di specifiche prove geotecniche di laboratorio eseguite su campioni di terreno indisturbati, le suddette correlazioni hanno ovviamente valore orientativo. Di seguito sono allegate le tabelle delle risultanze delle penetrometrie ed i dati ricavati dalla elaborazione delle risultanze medesime secondo il seguente ordine:

VALORI DI RESISTENZA
VALUTAZIONI LITOLOGICHE (ORIENTATIVE)
PARAMETRI GEOTECNICI (ORIENTATIVI)

LEGENDA VALORI DI RESISTENZA

Strumento utilizzato:

PENETROMETRO STATICO tipo:

Caratteristiche:

- punta conica meccanica \varnothing 35.7 mm, angolo di apertura $\alpha = 60^\circ$ - (area punta $A_p = 10 \text{ cm}^2$)
- manicotto laterale di attrito tipo 'Begemann' (\varnothing 35.7 mm - h 133 mm - sup. lat. Am. = 150 cm^2)
- velocità di avanzamento costante $V = 2 \text{ cm / sec}$ ($\pm 0,5 \text{ cm / sec}$)
- spinta max nominale dello strumento S_{max} variabile a seconda del tipo
- costante di trasformazione (lett. \Rightarrow spinta) $C_t = \text{spinta (Kg)} / \text{LETTURA al manometro}$

$$\text{fase 1 - resistenza alla punta} \quad q_c \text{ (Kg / cm}^2\text{)} = L_1 \times C_t / 10$$

$$\text{fase 2 - resistenza laterale locale} \quad f_s \text{ (Kg / cm}^2\text{)} = (L_2 - L_1) \times C_t / 150$$

$$\text{fase 3 - resistenza totale} \quad R_t \text{ (Kg)} = (L_t) \times C_t$$

$$q_c / f_s = \text{rapporto Begemann}$$

- L1. punta = lettura di campagna durante l' infissione della sola punta (fase 1)
- L2. totale = lettura di campagna relativa all'infissione di punta e manicotto (fase 2)
- Lt. aste = lettura di campagna relativa all'infissione delle aste esterne (fase 3)

N.B. : la spinta S (Kg) , corrispondente a ciascuna fase , si ottiene moltiplicando la corrispondente lettura di campagna L per la costante di trasformazione C_t .

N.B. : causa la distanza intercorrente (20 cm circa) fra il manicotto laterale e la punta conica del penetrometro , la resistenza laterale locale f_s viene computata 20 cm sopra la punta .

CONVERSIONI

$$1 \text{ kN (kiloNewton)} = 1000 \text{ N} \approx 100 \text{ kg} = 0,1 \text{ t} - 1 \text{ MN (megaNewton)} = 1000 \text{ kN} = 1000000 \text{ N} \approx 100 \text{ t}$$

$$1 \text{ kPa (kiloPascal)} = 1 \text{ kN/m}^2 = 0,001 \text{ MN/m}^2 = 0,001 \text{ MPa} \approx 0,1 \text{ t/m}^2 = 0,01 \text{ kg/cm}^2$$

$$1 \text{ MPa (MegaPascal)} = 1 \text{ MN/m}^2 = 1000 \text{ kN/m}^2 = 1000 \text{ kPa} \approx 100 \text{ t / m}^2 = 10 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{kg/cm}^2 = 10 \text{ t/m}^2 \approx 100 \text{ kN/m}^2 = 100 \text{ kPa} = 0,1 \text{ MN/m}^2 = 0,1 \text{ Mpa}$$

$$1 \text{ t} = 1000 \text{ kg} \approx 10 \text{ kN}$$

PROVA PENETROMETRICA STATICA LETTURE DI CAMPAGNA / VALORI DI RESISTENZA

CPT 1

2.0105-156

- committente : Comune di Nogara
- lavoro : Pista ciclabile, interventi urbanistici
- località : Via Raffa, Nogara (Vr)
- assist. cantiere :
- note : falda > 3,0 m da p.c.

- data : 13/11/2019
- quota inizio : Piano Campagna
- falda : Falda non rilevata

prf	L1	L2	qc	fs	qc/fs	prf	L1	L2	qc	fs	qc/fs
m	-	-	Kg/cm ²	Kg/cm ²	-	m	-	-	Kg/cm ²	Kg/cm ²	-
0,20	40,0	50,0	80,0	2,00	40,0	2,80	90,0	110,0	180,0	2,67	67,0
0,40	40,0	55,0	80,0	2,67	30,0	3,00	100,0	120,0	200,0	3,33	60,0
0,60	40,0	60,0	80,0	2,00	40,0	3,20	110,0	135,0	220,0	5,33	41,0
0,80	15,0	30,0	30,0	0,93	32,0	3,40	110,0	150,0	220,0	4,00	55,0
1,00	7,0	14,0	14,0	0,53	26,0	3,60	120,0	150,0	240,0	3,33	72,0
1,20	7,0	11,0	14,0	0,53	26,0	3,80	115,0	140,0	230,0	2,67	86,0
1,40	11,0	15,0	22,0	0,80	27,0	4,00	70,0	90,0	140,0	1,33	105,0
1,60	17,0	23,0	34,0	1,20	28,0	4,20	90,0	100,0	180,0	1,33	135,0
1,80	12,0	21,0	24,0	0,67	36,0	4,40	60,0	70,0	120,0	1,33	90,0
2,00	13,0	18,0	26,0	0,67	39,0	4,60	60,0	70,0	120,0	1,33	90,0
2,20	30,0	35,0	60,0	1,33	45,0	4,80	80,0	90,0	160,0	4,00	40,0
2,40	40,0	50,0	80,0	1,33	60,0	5,00	50,0	80,0	100,0	-----	----
2,60	60,0	70,0	120,0	2,67	45,0						



- PENETROMETRO STATICO tipo da 10 t - (senza anello allargatore) -
- COSTANTE DI TRASFORMAZIONE Ct = 20 - Velocità avanzamento punta 2 cm/s
- punta meccanica tipo Begemann $\phi = 35.7$ mm (area punta 10 cm² - apertura 60°)
- manicotto laterale (superficie 150 cm²)

LEGENDA VALUTAZIONI LITOLOGICHE

Valutazioni in base al rapporto: **F = (qc / fs)**

(Begemann 1965 - Raccomandazioni A.G.I. 1977)

valide in via approssimata per terreni immersi in falda :

F = qc / fs	NATURA LITOLOGICA	PROPRIETA'
F < 15	TORBE ED ARGILLE ORGANICHE	COESIVE
15 < F ≤ 30	LIMI ED ARGILLE	COESIVE
30 < F ≤ 60	LIMI SABBIOSI E SABBIE LIMOSE	GRANULARI
F > 60	SABBIE E SABBIE CON GHIAIA	GRANULARI

Vengono inoltre riportate le valutazioni stratigrafiche fornite da Schmertmann (1978), ricavabili in base ai valori di qc e di FR = (fs / qc) %

- AO = argilla organica e terreni misti
- Att = argilla (inorganica) molto tenera
- At = argilla (inorganica) tenera
- Am = argilla (inorganica) di media consistenza
- Ac = argilla (inorganica) consistente
- Acc = argilla (inorganica) molto consistente
- ASL = argilla sabbiosa e limosa
- SAL = sabbia e limo / sabbia e limo argilloso
- Ss = sabbia sciolta
- Sm = sabbia mediamente addensata
- Sd = sabbia densa o cementata
- SC = sabbia con molti fossili, calcareniti

Secondo Schmertmann il valore della resistenza laterale da usarsi, dovrebbe essere pari a:

- $1/3 \pm 1/2$ di quello misurato , per depositi sabbiosi
- quello misurato (inalterato) , per depositi coesivi

PROVA PENETROMETRICA STATICA VALUTAZIONI LITOLOGICHE

CPT 1

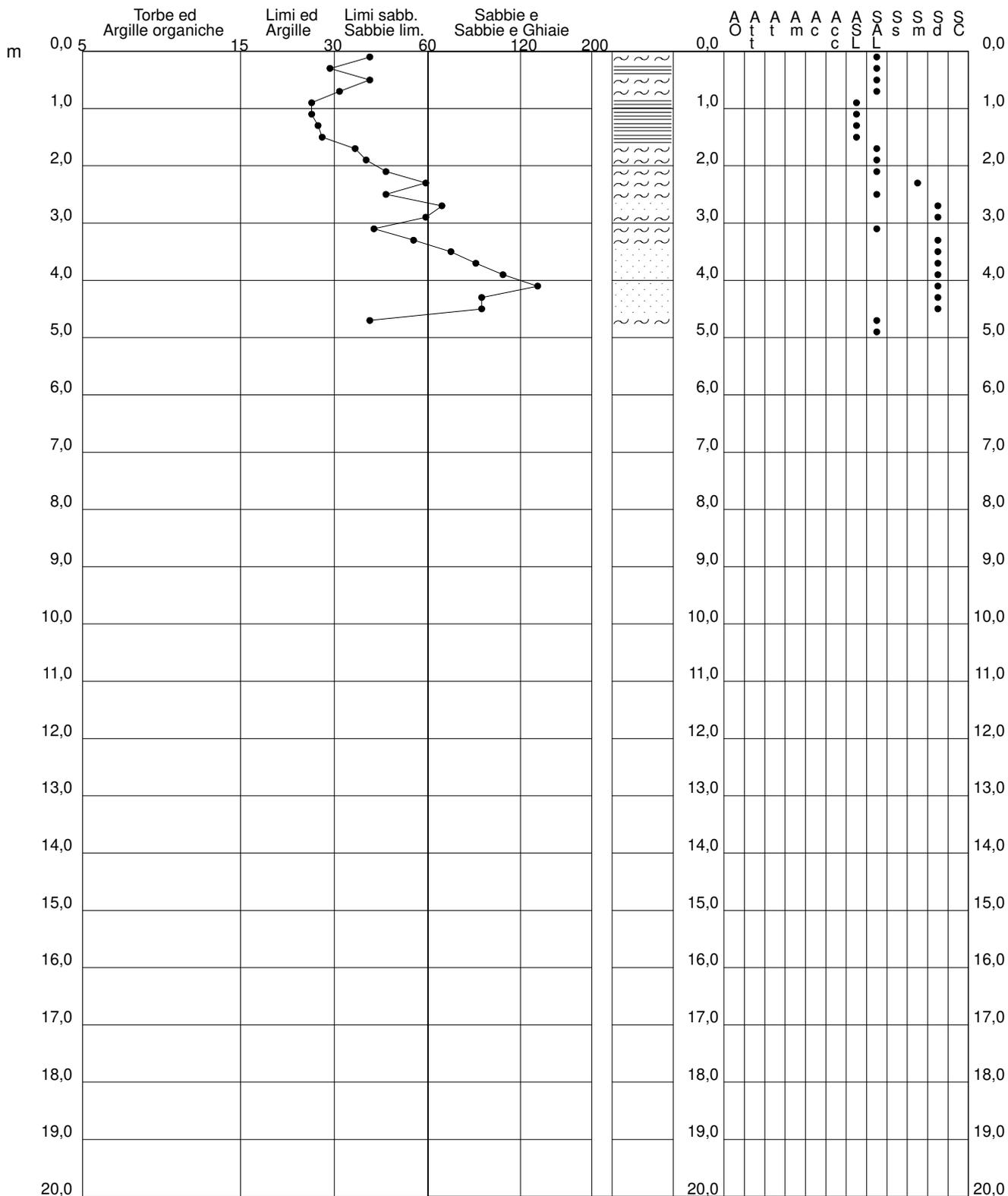
2.0105-156

- committente : Comune di Nogara
 - lavoro : Pista ciclabile, interventi urbanistici
 - località : Via Raffa, Nogara (Vr)
 - assist. cantiere :
 - note : falda > 3,0 m da p.c.

- data : 13/11/2019
 - quota inizio : Piano Campagna
 - falda : Falda non rilevata

qc/fs (Begemann 1965 A.G.I. 1977)

qc - fs/qc (Schmertmann 1978)



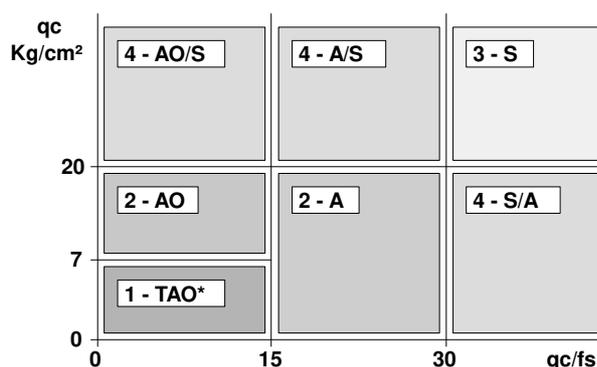
LEGENDA PARAMETRI GEOTECNICI

SCELTE LITOLOGICHE (validità orientativa)

Le scelte litologiche vengono effettuate in base al rapporto qc / fs
(Begemann 1965 -Raccomandazioni A.G.I. 1977), prevedendo altresì la possibilità di casi dubbi :

$qc \leq 20 \text{ kg/cm}^2$: possibili terreni COESIVI anche se $(qc / fs) > 30$

$qc \geq 20 \text{ kg/cm}^2$: possibili terreni GRANULARI anche se $(qc / fs) < 30$



NATURA LITOLOGICA

- 1 - COESIVA (TORBOSA) ALTA COMPRIMIBILITA'
- 2 - COESIVA IN GENERE
- 3 - GRANULARE
- 4 - COESIVA / GRANULARE

PARAMETRI GEOTECNICI (validità orientativa) - simboli - correlazioni - bibliografia

- γ' = peso dell' unità di volume (efficace) del terreno [correlazioni : γ' - qc - natura]
(Terzaghi & Peck 1967 -Bowles 1982)
- σ'_{vo} = tensione verticale geostatica (efficace) del terreno (valutata in base ai valori di γ')
- C_u = coesione non drenata (terreni coesivi) [correlazioni : C_u - qc]
- OCR = grado di sovra consolidazione (terreni coesivi) [correlazioni : OCR - C_u - σ'_{vo}]
(Ladd et al. 1972 / 1974 / 1977 - Lancellotta 1983)
- E_u = modulo di deformazione non drenato (terr.coes.) [correl. : E_u - C_u - OCR - I_p I_p = indice plastico]
 E_{u50} - E_{u25} corrispondono rispettivamente ad un grado di mobilitazione dello sforzo deviatorico corrisp. al 50-25% (Duncan & Buchigani 1976)
- E' = modulo di deformazione drenato (terreni granulari) [correlazioni : E' - qc]
 E'_{50} - E'_{25} corrispondono rispettivamente ad un grado di mobilitazione dello sforzo deviatorico corrisp. al 50-25% (coefficiente di sicurezza $F = 2 - 4$ rispettivamente)
(Schmertmann 1970 / 1978 - Jamiolkowski et al. 1983)
- M_o = modulo di deformazione edometrico (terreni coesivi e granulari) [correl. : M_o - qc - natura]
(Sanglerat 1972 - Mitchell & Gardner 1975 - Ricceri et al. 1974 - Holden 1973)
- D_r = densità relativa (terreni granulari N. C. - normalmente consolidati)
[correlazioni : D_r - qc - σ'_{vo}] (Schmertmann 1976)
- ϕ' = angolo di attrito interno efficace (terreni granulari N.C.) [correl. : ϕ' - D_r - qc - σ'_{vo}]
(Schmertmann 1978 - Durgunoglu & Mitchell 1975 - Meyerhof 1956 / 1976)
 ϕ'_{1s} - (Schmertmann) sabbia fine uniforme ϕ'_{2s} - sabbia media uniforme/ fine ben gradata
 ϕ'_{3s} - sabbia grossa uniforme/ media ben gradata
 ϕ'_{4s} - sabbia-ghiaia poco limosa/ ghiaietto uniorme
- A_{max} = accelerazione al suolo che può causare liquefazione (terreni granulari)
(g = acc.gravità)(Seed & Idriss 1971 - Sirio 1976) [correlazioni : (A_{max}/g) - D_r]

PROVA PENETROMETRICA STATICA TABELLA PARAMETRI GEOTECNICI

CPT 1

2.0105-156

- committente : Comune di Nogara
- lavoro : Pista ciclabile, interventi urbanistici
- località : Via Raffa, Nogara (Vr)
- assist. cantiere :
- note : falda > 3,0 m da p.c.

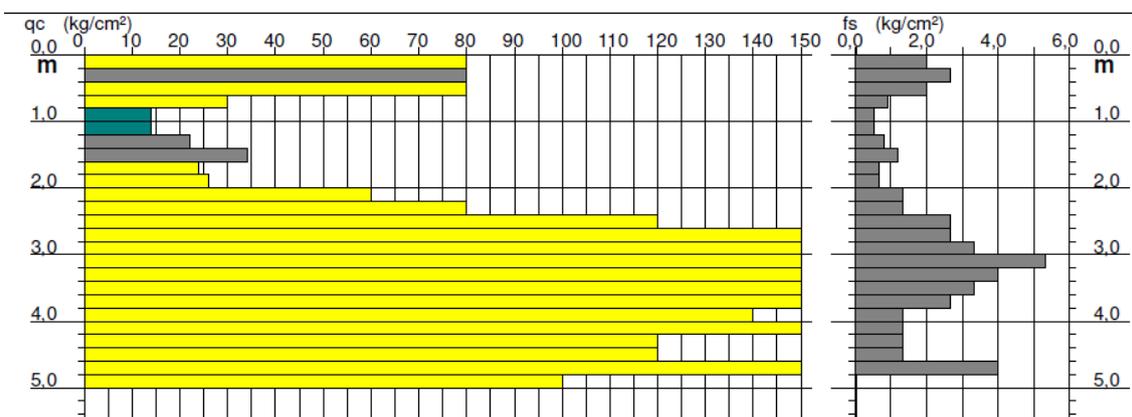
- data : 13/11/2019
- quota inizio : Piano Campagna
- falda : Falda non rilevata

Prof. m	qc kg/cm ²	qc/fs (-)	Natura Litol.	Y' t/m ³	NATURA COESIVA					NATURA GRANULARE											
					p'vo kg/cm ²	Cu kg/cm ²	OCR (-)	Eu50 kg/cm ²	Eu25 kg/cm ²	Mo kg/cm ²	Dr %	ø1s (°)	ø2s (°)	ø3s (°)	ø4s (°)	ødm (°)	ømy (°)	Amax/g (-)	E'50 kg/cm ²	E'25 kg/cm ²	Mo kg/cm ²
0,20	80	40	3:~:~:	1,85	0,04	--	--	--	--	100	42	43	45	46	45	33	0,258	133	200	240	
0,40	80	30	4:/:~:	1,85	0,07	2,67	99,9	453	680	240	100	42	43	45	46	45	33	0,258	133	200	240
0,60	80	40	3:~:~:	1,85	0,11	--	--	--	--	100	42	43	45	46	45	33	0,258	133	200	240	
0,80	30	32	3:~:~:	1,85	0,15	--	--	--	--	77	39	41	42	44	40	29	0,181	50	75	90	
1,00	14	26	2:///:	1,85	0,19	0,64	29,4	108	162	48	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	
1,20	14	26	2:///:	1,85	0,22	0,64	23,4	108	162	48	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	
1,40	22	27	4:/:~:	1,85	0,26	0,85	27,6	144	216	66	53	35	38	40	42	36	28	0,111	37	55	66
1,60	34	28	4:/:~:	1,85	0,30	1,13	33,6	193	289	102	65	37	39	41	43	38	29	0,143	57	85	102
1,80	24	36	3:~:~:	1,85	0,33	--	--	--	--	--	50	35	37	40	42	35	28	0,103	40	60	72
2,00	26	39	3:~:~:	1,85	0,37	--	--	--	--	--	50	35	37	40	42	35	28	0,104	43	65	78
2,20	60	45	3:~:~:	1,85	0,41	--	--	--	--	--	76	39	40	42	44	39	32	0,179	100	150	180
2,40	80	60	3:~:~:	1,85	0,44	--	--	--	--	--	84	40	41	43	45	40	33	0,203	133	200	240
2,60	120	45	3:~:~:	1,85	0,48	--	--	--	--	--	96	41	43	44	46	41	35	0,244	200	300	360
2,80	180	67	3:~:~:	1,85	0,52	--	--	--	--	--	100	42	43	45	46	42	37	0,258	300	450	540
3,00	200	60	3:~:~:	1,85	0,55	--	--	--	--	--	100	42	43	45	46	43	38	0,258	333	500	600
3,20	220	41	3:~:~:	1,85	0,59	--	--	--	--	--	100	42	43	45	46	43	38	0,258	367	550	660
3,40	220	55	3:~:~:	1,85	0,63	--	--	--	--	--	100	42	43	45	46	42	38	0,258	367	550	660
3,60	240	72	3:~:~:	1,85	0,67	--	--	--	--	--	100	42	43	45	46	43	39	0,258	400	600	720
3,80	230	86	3:~:~:	1,85	0,70	--	--	--	--	--	100	42	43	45	46	42	39	0,258	383	575	690
4,00	140	105	3:~:~:	1,85	0,74	--	--	--	--	--	91	41	42	44	45	40	36	0,226	233	350	420
4,20	180	135	3:~:~:	1,85	0,78	--	--	--	--	--	98	42	43	44	46	41	37	0,252	300	450	540
4,40	120	90	3:~:~:	1,85	0,81	--	--	--	--	--	83	40	41	43	45	39	35	0,201	200	300	360
4,60	120	90	3:~:~:	1,85	0,85	--	--	--	--	--	82	40	41	43	45	39	35	0,197	200	300	360
4,80	160	40	3:~:~:	1,85	0,89	--	--	--	--	--	91	41	42	44	45	40	36	0,227	267	400	480
5,00	100	--	3:~:~:	1,85	0,93	--	--	--	--	--	74	38	40	42	44	37	34	0,171	167	250	300

2.4 Unità litotecniche e valori medi di caratterizzazione

La prova in sito ha rilevato fino alla max profondità indagata la presenza di litotipi dotati di caratteristiche di resistenza più che sufficienti; in particolare si tratta di limi sabbiosi e sabbie talora ben addensate.

Al fine di comprendere meglio e visualizzare le sequenze litologiche sopra descritte, si riporta di seguito la grafica dei valori di resistenza alla punta ottenuta dalla prova penetrometrica.



Correlazione Diagramma di resistenza alla punta q_c e laterale f_s (grafici non in scala)

Di seguito si riporta la successione litologica rilevata in campagna suddivisa per Unità litotecniche principali; i valori dei parametri geotecnici assegnati a ciascuna unità si riferiscono alla media delle risultanze delle prove penetrometriche eseguite.

UNITÀ	PROFONDITÀ (m da p.c.)	LITOLOGIA ORIENTATIVA	ϕ'	c_u
I	0,0 – 1,60	Limi sabbiosi/sabbie argillose/limose	29°	60-90 kPa
II	1,60 – 5,00	Sabbie mediamente addensate	>32°	--

Per gli intervalli grano-sostenuti si è considerato il solo parametro angolo di attrito ϕ' mentre per gli intervalli a matrice prevalentemente coesiva si è considerato il solo parametro coesione c_u ; i valori assegnati trovano riscontro nella bibliografia geotecnica; in assenza di prove di laboratorio i valori assegnati sono da considerarsi orientativi e cautelativi.

3. ASPETTI GEODINAMICI E SISMICITÀ

3.1 Determinazione categoria suolo di fondazione

Per la determinazione del parametro Vs30 si è utilizzata una tecnologia a sismica passiva con misura del rumore sismico.

Tale dato (sostanzialmente viene misurato un microtremore compreso tra 0,1 e 200 Hz) viene trasformato in Vs30 mediante l'inversione dei valori H/V (spessore strato/velocità).

In tal modo si riesce a stimare il valore Vs30 (velocità media di propagazione delle onde sismiche nei primi 30 metri al netto della profondità della fondazione).

Il dato è relativo al rilievo in sito eseguito nel corso delle prove di campagna.

Di seguito viene proposto il report dell'indagine:

TROMINO® Grilla
www.tromino.it

19-421 NOGARA, CICLABILE, VIA RAFFA

Instrument: TRZ-0021/01-09

Data format: 16 byte

Full scale [mV]: n.a.

Start recording: 13/11/19 14:30:26 End recording: 13/11/19 14:46:26

Channel labels: NORTH SOUTH; EAST WEST; UP DOWN

GPS data not available

Trace length: 0h16'00". Analysis performed on the entire trace.

Sampling rate: 128 Hz

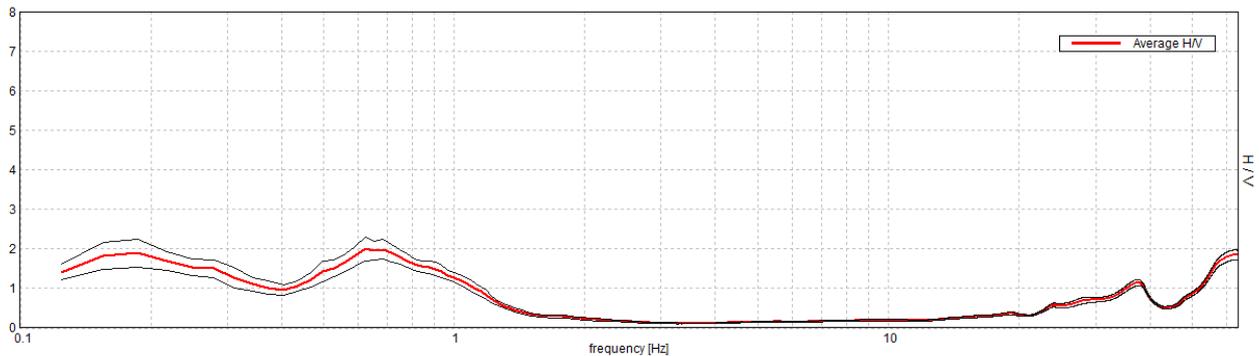
Window size: 20 s

Smoothing type: Triangular window

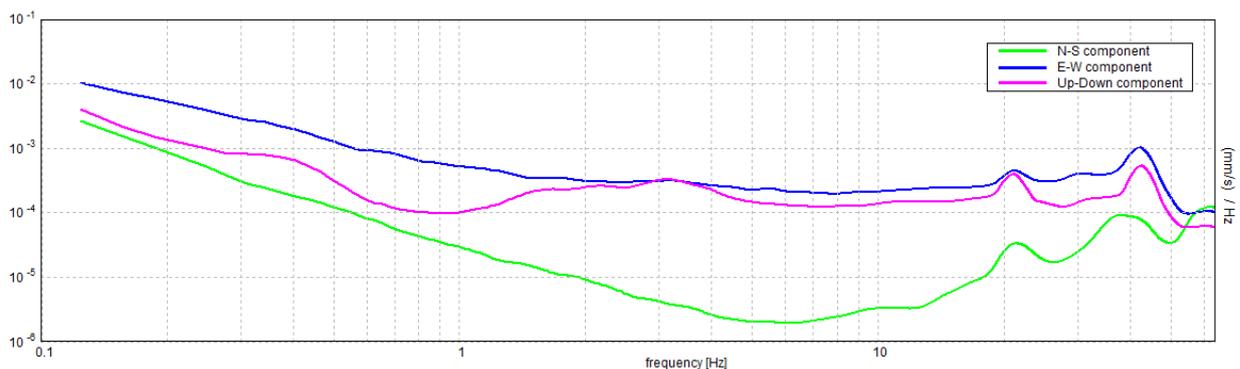
Smoothing: 10%

RAPPORTO SPETTRALE ORIZZONTALE SU VERTICALE

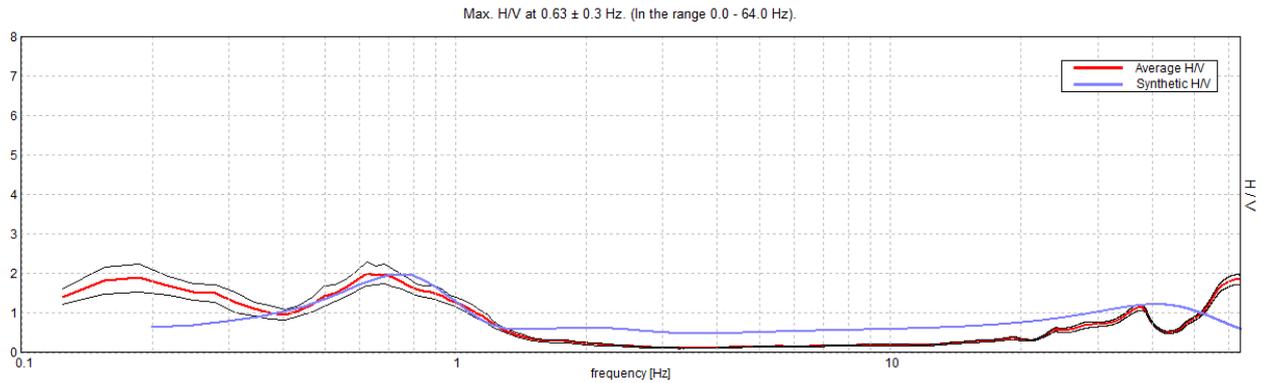
Max. H/V at 0.63 ± 0.3 Hz. (In the range 0.0 - 64.0 Hz).



SPETTRI DELLE SINGOLE COMPONENTI



H/V SPERIMENTALE vs. H/V SINTETICO



Depth at the bottom of the layer [m]	Thickness [m]	Vs [m/s]	Poisson ratio
0.80	0.80	150	0.42
30.80	30.00	250	0.42
110.80	80.00	350	0.42
inf.	inf.	580	0.42

Vs30 = 246 m/s

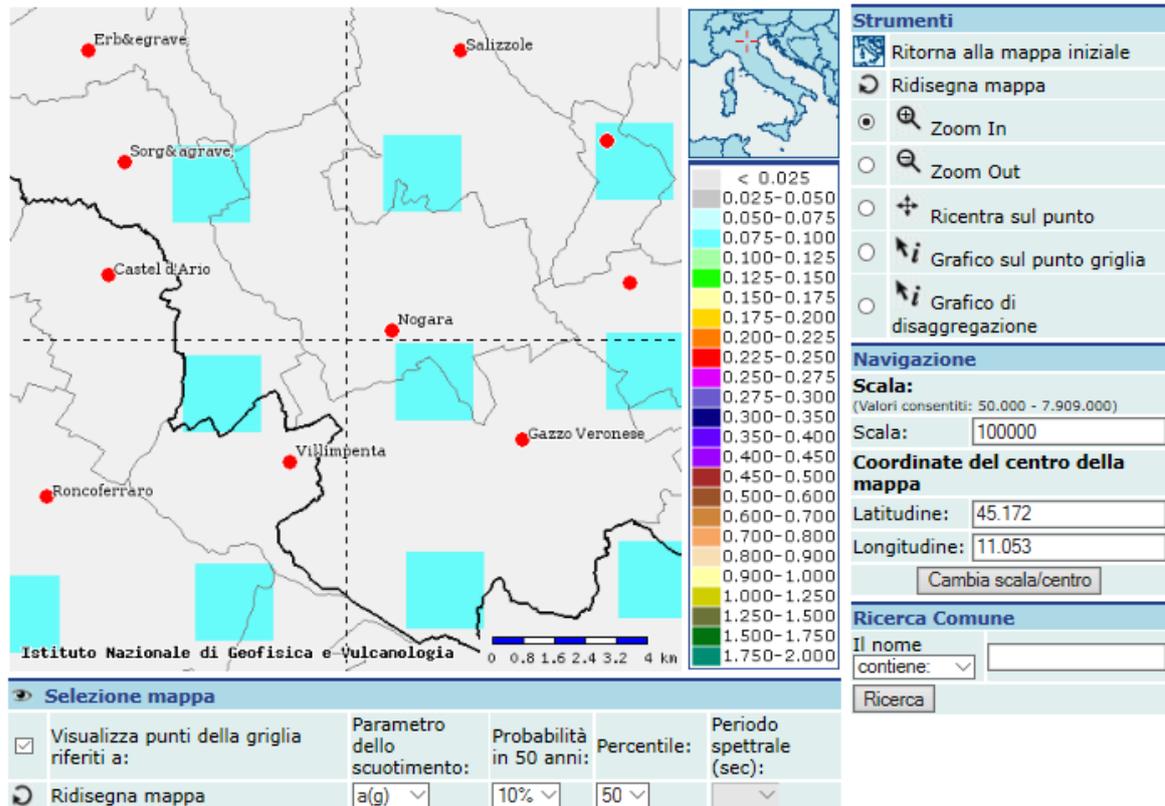
Da questo ne deriva un terreno classificabile come **categoria suolo di fondazione: C** – depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fine mediamente consistenti con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di V_{S30} compresi tra 180 m/s e 360 m/s (ovvero $15 < N_{SPT} < 50$; $70 < C_U < 250$ kPa).

3.2 Zonazione sismica

La zona sismica del territorio in esame viene definita, in accordo con quanto disposto dall'O.P.C.M. 3519/2006 e dalla D.G.R. 3308/2008 del Veneto, a partire dal valore dell'accelerazione massima attesa al suolo con probabilità di superamento del 10% in 50 anni (riferita a suoli rigidi caratterizzati da $V_{S30} > 800$ m/s); secondo la mappa di pericolosità sismica (riportata a seguire) elaborata a tale scopo dall'Istituto Nazionale di Geofisica e Vulcanologia, e recepita dalla normativa nazionale e regionale, il territorio in esame è individuato in **ZONA SISMICA 3** a cui si associa un **GRADO DI SISMICITÀ 6**.

Dal punto di vista amministrativo, la zonazione sismica è definita su scala comunale ed in particolare il territorio di Nogara è classificato in Zona 4.

Mappe interattive di pericolosità sismica



Mappa Pericolosità sismica (fonte sito ING: <http://esse1-gis.mi.ingv.it>)

3.3 Dati sismici per le verifiche degli stati limite

Le verifiche progettuali devono essere effettuate applicando i dati di azione sismica specifici per ciascun sito; tali dati sono determinati a partire dalla posizione geografica (latitudine/longitudine), dalla categoria topografica, dalla categoria del suolo di fondazione, dalla classe d'uso dell'edificio (c_U) e dalla vita nominale (v_N); pertanto, sulla scorta delle informazioni fornite dal Progettista, è possibile, avvalendoci dei dati elaborati dall'Istituto Nazionale di Geofisica e Vulcanologia, fornire i seguenti dati di azione sismica utilizzabili nelle Verifiche agli Stati Limite ossia delle condizioni superate le quali la struttura in esame non soddisfa più i requisiti per i quali è stata progettata.

Segue il riepilogo dei dati sismici relativi a tutti gli stati limite.

COORDINATE SITO (SISTEMA ED50)	LATITUDINE 45,171941	LONGITUDINE 11,052763	
CAT. SOTTOSUOLO C	CAT. TOPOGRAFICA T1	PERIODO RIFERIMENTO 50anni	COEFFICIENTE c_u 1

STATO LIMITE	PARAMETRI SISMICI	COEFFICIENTI SISMICI
SLO (Operatività)	Prob. di superamento:	81 [%]
	Tr:	30 [anni]
	ag:	0,033 g
	Fo:	2,530
	Tc*:	0,216 [s]
	Ss:	1,500
	Cc:	1,740
	St:	1,000
	Kh:	0,010
	Kv:	0,005
	Amax:	0,484
	Beta:	0,200
SLD (Danno)	Prob. di superamento:	63 [%]
	Tr:	50 [anni]
	ag:	0,039 g
	Fo:	2,570
	Tc*:	0,260 [s]
	Ss:	1,500
	Cc:	1,640
	St:	1,000
	Kh:	0,012
	Kv:	0,006
	Amax:	0,574
	Beta:	0,200
SLV (salvaguardia Vita)	Prob. di superamento:	10 [%]
	Tr:	475 [anni]
	ag: 0,092 g	
	Fo:	2,558
	Tc*:	0,306 [s]
	Ss:	1,500
	Cc:	1,550
	St:	1,000
	Kh: 0,027	
	Kv: 0,014	
	Amax:	1,347
	Beta:	0,200
SLC (prevenzione Collasso)	Prob. di superamento:	5 [%]
	Tr:	975 [anni]
	ag:	0,117 g
	Fo:	2,564
	Tc*:	0,307 [s]
	Ss:	1,500
	Cc:	1,550
	St:	1,000
	Kh:	0,042
	Kv:	0,021
	Amax:	1,722
	Beta:	0,240

3.4 Liquefazione dei terreni

La liquefazione denota una diminuzione di resistenza al taglio e/o di rigidezza causata dall'aumento di pressione interstiziale in un terreno saturo non coesivo durante uno scuotimento sismico tale da generare deformazioni permanenti significative o persino l'annullamento degli sforzi efficaci nel terreno; in questo contesto il problema principale che si pone in fase di progettazione è la suscettibilità alla liquefazione quando la falda freatica si trova in prossimità della superficie ed il terreno di fondazione comprende strati estesi o lenti spesse di sabbie sciolte sotto falda anche se contenenti una frazione fine limo-argillosa.

Secondo quanto disposto dalle NTC (rif. 7.11.3.4 *Stabilità nei confronti della liquefazione*) riguardo al rischio di liquefazione in presenza di terreni saturi prevalentemente sabbiosi, tale verifica può essere omessa qualora sussista almeno una delle seguenti condizioni:

1. accelerazione max attesa al suolo $a_g < 0,10 g$;
2. profondità media stagionale della falda $> 15 m$ da piano campagna;
3. sabbie pulite con resistenza $(N_1)_{60} > 30$ oppure $q_{C1N} > 180$; i precedenti termini, relativi

rispettivamente a risultanze di prove dinamiche e di prove statiche, si riferiscono a valori di resistenza normalizzati ad una tensione efficace verticale di 100 kPa;

4. *distribuzione granulometrica esterna alle zone indicate nelle Fig. 7.11.1(a)(b) delle NTC.*

Secondo i dati forniti dall'Istituto Nazionale di Geofisica e Vulcanologia, il valore di a_g (con probabilità di eccedenza pari al 10% in 50 anni) pari a 0,092 g (< 0,100 g) soddisfa la prima delle precedenti condizioni di esclusione; pertanto non si rende necessario procedere alla determinazione del rischio di liquefazione.

4. VALUTAZIONI CONCLUSIVE DI CARATTERE GEOLOGICO

Dai rilievi eseguiti si deduce quanto segue:

- l'area appare stabile da un punto di vista geomorfologico;
- l'area di intervento non insiste in zona di paleoalveo;
- la falda non è stata rilevata fino ad almeno - 3,00 m da p.c. (rilievo 13.11.2019);
- l'area non risulta gravata da vincoli geologici, idrogeologici, ambientali;
- i terreni di fondazione nel primo orizzonte interessato dalla realizzazione della pista, presentano comportamento granulare con anche una forte componente coesiva;
- l'area da un punto di vista sismico ricade in zona 3, grado di sismicità 6;
- i terreni di fondazione non risultano soggetti a verifica del rischio di liquefazione.

VALUTAZIONI GEOTECNICHE PER LA REALIZZAZIONE DELLA VIABILITÀ DI LOTTIZZAZIONE

1. CALCOLO DEL PACCHETTO STRADALE

Sulla scorta delle indagini svolte è stata formulata l'ipotesi relativa alla determinazione degli spessori del pacchetto stradale necessario alla realizzazione della viabilità ciclopedonale.

Tale stima è stata eseguita tenendo conto dei carichi derivanti dal rilevato ciclopedonale-stradale (carico permanente) e dal traffico dei mezzi sulla strada (carico accidentale) ritenuti per la pista ciclopedonale decisamente modesti.

Nel dettaglio:

carico permanente, incremento dovuto al peso proprio del materiale utilizzato per la realizzazione del rilevato stradale ossia:

$$h \times \gamma = 0,50 \text{ m} \times 1,80 \text{ t/m}^3 = 0,90 \text{ t/m}^2 = 0,09 \text{ kg/cm}^2 \cong 0,10 \text{ kg/cm}^2 = \mathbf{10 \text{ kN/m}}$$

dove $h = 0,50 \text{ m} =$ spessore orientativo medio del rilevato stradale

$$\gamma = 1,80 \text{ t/m}^3 = \text{peso di volume del materiale utilizzato}$$

carico accidentale, incremento dovuto al transito di utenze considerato uniformemente distribuito ed assunto pari a:

$$0,20 \text{ kg/cm}^2 = \mathbf{20 \text{ kN/m}}$$

CARICO TOTALE gravante sui terreni d'appoggio sarà pertanto pari a :

$$10 \text{ kN/m (permanente)} + 20 \text{ kN/m (accidentale)} = \mathbf{30 \text{ kN/m}}$$

Considerando che lo strato superficiale (1^a unità litotecnica) è stata riscontrata omogeneamente in tutte le prove penetrometriche eseguite, è stata definita la tipologia di pacchetto stradale impiegando i corrispondenti valori caratteristici dei parametri geotecnici dei terreni; verrà quindi confrontato il valore della capacità del terreno (Q_{ult}) con gli incrementi di carico ($\Delta\delta = 30 \text{ kN/m}$) dovuti alla realizzazione ed all'uso delle strade in progetto.

Nel procedimento di calcolo è necessario definire il parametro CBR% (*California Bearing Ratio*); a tale scopo si è utilizzata la seguente tabella consigliata dalla bibliografia geotecnica la quale correla la litologia del sub strato, la capacità portante ed il valore di CBR.

TIPO DI TERRENO	Q_{ult} (kN/m²)	CBR%
<i>argilloso molto plastico</i>	50 ÷ 70	3 ÷ 5
<i>argilloso mediamente plastico</i>	60 ÷ 80	4 ÷ 8
<i>argilloso-sabbioso poco plastico</i>	70 ÷ 100	6 ÷ 10
limoso-sabbioso	100 ÷ 200	10 ÷ 20
<i>sabbioso</i>	200 ÷ 300	20 ÷ 40
<i>sabbioso-ghiaioso</i>	300 ÷ 400	40 ÷ 60
<i>ghiaioso</i>	300 ÷ 500	40 ÷ 80

Nella valutazioni geotecniche è necessario inoltre tenere conto non solo del carico statico sui terreni d'appoggio, ma anche degli aspetti dinamici del carico dovuti al movimento dei mezzi sulla strada; tale aspetto è considerato nell'ambito della definizione del Modulo Resiliente (Mr) la cui determinazione consente di valutare l'effettiva rispondenza del progetto alle caratteristiche di resistenza dei terreni d'appoggio dell'opera stradale; tale modulo esprime la proprietà dei materiali di resistere a sollecitazioni di tipo dinamico provocate dagli urti ed è espresso in N/mm².

Per il calcolo dello spessore del pacchetto stradale e per la valutazione, il dimensionamento e la scelta dei materiali con cui realizzare i manufatti stradali, si sono messi in relazione i valori di CBR% (*California Bearing Ratio*) e del Modulo di Resilienza (Mr) secondo la normativa tecnica di riferimento (Norme Tecniche CNR).

Per il calcolo sono stati utilizzati valori cautelativi riferiti ai primi metri di successione stratigrafica ossia quelli maggiormente interessati dalle sollecitazioni dei veicoli/mezzi circolanti (1^a unità litotecnica).

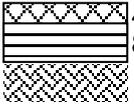
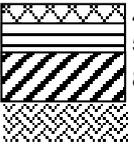
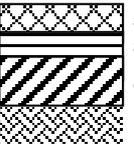
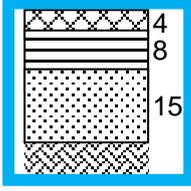
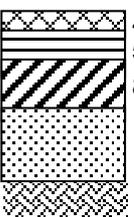
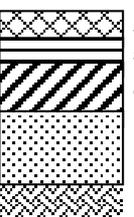
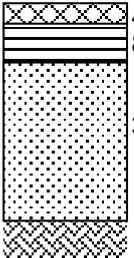
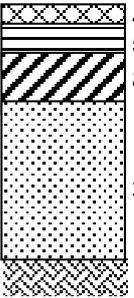
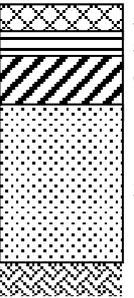
Il Modulo di Resilienza è correlabile al parametro CBR tramite la seguente

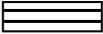
$$Mr = 10 \text{ CBR}\%$$

dalla quale si deduce il seguente valore del Modulo resiliente per la 1^a unità litotecnica è:

$$\text{Valore minimo di Mr} = 10 \times 10 = 100 \text{ N/mm}^2$$

In relazione al valore ottenuto di Mr (minimo cautelativo) si evidenziano di seguito (riquadro evidenziato) gli spessori delle varie componenti del rilevato stradale consigliati dal "Catalogo Italiano delle Pavimentazioni Stradali" redatto dal CNR in funzione del traffico veicolare prevedibile in relazione alla tipologia di strada ovvero *strade urbane di quartieri e locali (scheda N. 7F del catalogo)*.

N. 7F	STRADE URBANE DI QUARTIERE E LOCALI					
Modulo resiliente del sottofondo	Numero di passaggi di veicoli commerciali					
	400.000	1.500.000	4.000.000	10.000.00	25.000.000	45.000.000
150 N/mm ²				TRAFFICO NON PREVISTO PER IL TIPO DI STRADA		
90 N/mm ²				TRAFFICO NON PREVISTO PER IL TIPO DI STRADA		
30 N/mm ²				TRAFFICO NON PREVISTO PER IL TIPO DI STRADA		

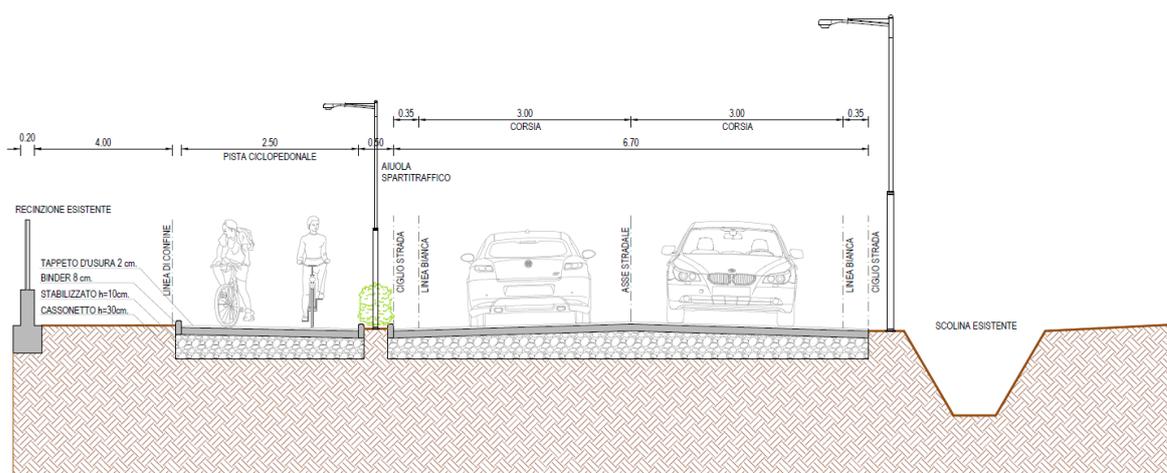
-  Conglomerato bituminoso per strato di usura
-  Conglomerato bituminoso per strato di collegamento
-  Conglomerato bituminoso per strato di base
-  Misto granulare
-  Terreno in posto

NB - *gli spessori indicati sono espressi in cm*

Per quanto sopra si raccomanda di rispettare lo schema classico delle pavimentazioni secondo i seguenti componenti strutturali ossia:

- 1) strato di fondazione: la parte inferiore a contatto con il terreno di appoggio; ha la funzione di trasmettere ulteriormente i carichi verticali ripartendoli sul sottofondo;
- 2) strato di base: è lo strato intermedio tra strato superficiale e fondazione; ha principalmente il compito di resistere ai carichi verticali ripartendoli sugli strati sottostanti; nel caso delle piste ciclopedonali può essere realizzato in un unico strato mentre per strade di elevato attraversamento esso è suddiviso in ulteriori due strati
- 3) binder: è lo strato di collegamento che ha la funzione di ancorare lo strato di usura a quello di base trasmettendo l'azione verticale dei carichi senza deformazioni permanenti; si tratta di un conglomerato costituito da miscela di graniglie frantumato, sabbia di frantumazione, filler impastata a caldo con legante bituminoso
- 4) strato di usura (asfalto o altro).

Segue una sezione per la tipologia di pista ciclopedonale quale è il caso in esame:



Si precisa che quanto sopra riportato sono suggerimenti tecnico-costruttivi, mentre le scelte progettuali definitive (spessori, quote, pendenze, rilevati, canalette di sgrondo, ecc..) dovranno essere eseguite in ultima analisi dal Tecnico Progettista.

2. VERIFICA DEL PLINTO PER PALO ILLUMINANTE

2.1 VERIFICHE AGLI STATI LIMITE ULTIMI (SLU)

Nelle verifiche agli stati limite ultimi (SLU) è necessario verificare che l'azione agente di progetto sia non maggiore della resistenza di progetto disponibile ossia $E_d \leq R_d$

Il coefficiente di sicurezza non compare esplicitamente nella verifica, ma è introdotto attraverso più coefficienti parziali utilizzati per la valutazione delle azioni agenti e resistenti di progetto a partire dai valori caratteristici del terreno.

I coefficienti di sicurezza parziali amplificano i valori caratteristici delle *azioni instabilizzanti* (A) e riducono i valori caratteristici delle *proprietà meccaniche del terreno* (M) e della *struttura* (R).

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

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

PARAMETRO	GRANDEZZA ALLA QUALE APPLICARE IL COEFFICIENTE PARZIALE	COEFFICIENTE PARZIALE γ_F (O γ_E)	(M1) STR	(M2) GEO
Tangente dell'angolo di resistenza al taglio	$\tan \phi'_k$	$\gamma_{\phi'}$	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

Tabella 6.4.1 - 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	$\gamma_R = 1,0$	$\gamma_R = 1,1$	$\gamma_R = 1,1$

2.2 Verifiche al collasso per carico limite

Le nuove norme tecniche (NTC 2018), diversamente da quanto consentito dalle precedenti norme (NTC 2008), richiedono che le Verifiche agli Stati Limite per le opere fondali debbano essere eseguite con un unico APPROCCIO che prevede un'unica combinazione dei gruppi di coefficienti parziali sopra riportati (A1+M1+R3).

Si riportano a seguire, assieme ai parametri geotecnici del terreno interessato dalle opere, il riepilogo delle caratteristiche dimensionali e di carico impiegate nelle verifiche delle opere fondali, supportati dalle indicazioni fornite dal Progettista.

CARATTERISTICHE GENERALI FONDAZIONE		
TIPOLOGIA FONDALE	PLINTO	
dimensioni (B x L)	2,00 m x 2,00 m	
Piano di posa fondazione	-1,80 m da p.c. attuale	
CARICO DI ESERCIZIO NON FATTORIZZATO (Ed)		
Ed = 300,00 kN	[0,75 kg/cm²]	
VALORI CARATTERISTICI DEL TERRENO (fk) SUL PIANO DI POSA		
Angolo resistenza al taglio	$\phi'k$	= 32°
Peso volume terreno secco	γ_{dr}	= 15,50 kN/m ³
Peso volume terreno saturo	γ_{sat}	= 18,50 kN/m ³

Seguono le verifiche SLU al collasso per raggiungimento del carico limite dei terreni di fondazione in condizioni statiche e sismiche; si precisa che sulla scorta delle indicazioni fornite dalla Circolare n. 617/09 del C.S.LL.PP. l'analisi degli stati limite in condizioni sismiche prevede l'applicazione alle forze agenti sulla fondazione di coefficienti parziali unitari; per tener conto degli effetti inerziali indotti dal sisma sulla determinazione della resistenza di progetto (Rd) vengono introdotti specifici fattori correttivi applicati alla resistenza del terreno R (*Richards 1993; Maugeri 1994 et. al.*).

Verifica SLU - Collasso per carico limite terreni				Condizioni Statiche	
FORZE AGENTI SULLA FONDAZIONE (A1)				COMBINAZIONE UNICA	
Carichi non fattorizzati		Coeff. Parziali (γ_A)		Carichi fattorizzati	
CARICHI GRAVANTI IN TESTA ALLA FONDAZIONE					
permanenti strutturali	180,00 kN	1,30	γ_{G1}	234,00 kN	
permanenti non strutturali	0,00 kN	1,50	γ_{G2}	0,00 kN	
variabili	80,00 kN	1,50	γ_{Qi}	120,00 kN	
CARICHI GRAVANTI SUL FONDO SCAVO DELLA FONDAZIONE					
peso proprio fondazione	40,00 kN	1,30	γ_{G1}	52,00 kN	
peso terreno sovrastante	0,00 kN	1,30	γ_{G1}	0,00 kN	
				Ed =	406,00 kN
PARAMETRI GEOTECNICI (M1)					
Valori non fattorizzati		Coeff. Parziali (γ_M)		Valori fattorizzati	
PARAMETRO CARATTERISTICO					
angolo di attrito (ϕ_k)	32,0 °	1,00	($\text{tg}\phi_k * \gamma_{\phi'}$)	32,0 °	
coesione efficace (c'_k)	0 kPa	1,00	$\gamma_{c'}$	0 kPa	
resistenza non drenata (c_{uk})	0 kPa	1,00	γ_{cu}	0 kPa	
RESISTENZA DI PROGETTO (R1)					
formula di Brinch-Hansen					
$q_{lim} = 0,5 * \gamma * B * N_{\gamma} * s_{\gamma} * i_{\gamma} + c * N_c * s_c * i_c + \gamma * h * N_q * s_q$		1763,76 kN/m ²		17,64 kg/cm ²	
Valore non fattorizzato		Coeff. Parziale (γ_R)		valore fattorizzato	
$R (= q_{lim} * A' = q_{lim} * B * L)$	7055,04 kN	2,30	$R/\gamma_R = R_d =$	3067,41 kN	
Verifica Statica Approccio 2 - (A1+M1+R3)				esito: OK	
Ed = 406,00 kN < 3067,41 kN = Rd				Rd / Ed = 7,56	
Verifica SLU - Collasso per carico limite terreni				Condizioni Sismiche	
FORZE AGENTI SULLA FONDAZIONE (A2)				COMBINAZIONE UNICA	
Carichi non fattorizzati		Coeff. Parziali (γ_A)		Carichi fattorizzati	
CARICHI GRAVANTI IN TESTA ALLA FONDAZIONE					
permanenti strutturali	180,00 kN	1,00	γ_{G1}	180,00 kN	
permanenti non strutturali	0,00 kN	1,00	γ_{G2}	0,00 kN	
variabili	80,00 kN	1,00	γ_{Qi}	80,00 kN	
CARICHI GRAVANTI SUL FONDO SCAVO DELLA FONDAZIONE					
peso proprio fondazione	40,00 kN	1,00	γ_{G1}	40,00 kN	
peso terreno sovrastante	0,00 kN	1,00	γ_{G1}	0,00 kN	
				Ed =	300,00 kN
PARAMETRI GEOTECNICI (M2)					
Valori non fattorizzati		Coeff. Parziali (γ_M)		valori fattorizzati	
PARAMETRO CARATTERISTICO					
angolo di attrito (ϕ_k)	32,0 °	1,00	($\text{tg}\phi_k * \gamma_{\phi'}$)	32,0 °	
coesione efficace (c'_k)	0 kPa	1,00	$\gamma_{c'}$	0 kPa	
resistenza non drenata (c_{uk})	0 kPa	1,00	γ_{cu}	0 kPa	
RESISTENZA DI PROGETTO (R2)					
formula di Brinch-Hansen					
$q_{lim} = 0,5 * \gamma * B * N_{\gamma} * s_{\gamma} * i_{\gamma} * h_{\gamma f} + c * N_c * s_c * i_c * h_{cf} + \gamma * h * N_q * s_q * i_q * h_{qf} =$		1642,11 kN/m ²			
Valore non fattorizzato		Coeff. Parziali (γ_R)		valore fattorizzato	
$R (= q_{lim} * A' = q_{lim} * B * L)$	6568,44 kN	2,30	$R/\gamma_R = R_d =$	2855,84 kN	
Verifica Sismica Approccio 2 - (A1+M1+R3)				esito: OK	
Ed = 300,00 kN < 2855,84 kN = Rd				Rd / Ed = 9,52	

2.3 Calcolo dei cedimenti

Le verifiche relative alle deformazioni (cedimenti) si effettuano considerando i valori dei parametri geotecnici caratteristici (non fattorizzati) ed utilizzando come sollecitazione sul terreno il carico di esercizio Ed.

Per la calcolazione dei cedimenti si utilizza un programma di calcolo basato sull'elaborazione dei dati ricavati da prove penetrometriche statiche eseguite in sito sul volume di terreno significativo; la verifica allo schiacciamento dei diversi strati del sottosuolo (spessore $h = 20$ cm) viene condotta secondo la teoria dell'elasticità (*Boussinesq*); il calcolo dei cedimenti (esteso all'intero banco comprimibile H_c) viene condotto valutando per ciascuno strato h , la tensione verticale σ_v (al centro della superficie di carico), nonché il relativo valore del modulo edometrico M_o , in base all'espressione :

$$\text{cedimento } S = \sum (h \sigma_v / M_o)$$

Cedimenti S.L.E.

IPOTESI FONDALE:	PLINTO
DIMENSIONI (BXL):	2,0 m x 2,0 m
PIANO DI POSA	-1,80 m da p.c. attuale
CARICO DI ESERCIZIO (Ed)	270,0 kN
PRESSIONE DI ESERCIZIO:	0,75 kg/cm ²
PROVA DI RIFERIMENTO:	CPT1

0,59

3. CONCLUSIONI ED ACCORGIMENTI TECNICI

Le indagini eseguite sui terreni dove è prevista la realizzazione della pista ciclopedonale hanno permesso di giungere alle seguenti conclusioni:

- l'area è caratterizzata dalla presenza di terreni superficiali sabbiosi e sabbioso/limosi dotati di buoni valori di resistenza;
- si ritiene che la capacità portante indicativa dei terreni d'appoggio, relativamente alla realizzazione delle strade, sia ampiamente compatibile con i carichi derivanti dalle opere viarie in progetto e dal loro uso;
- l'ipotesi di fondazione diretta a plinto per l'installazione del palo di illuminazione risulta verificata ed i cedimenti ipotizzati sono definiti ampiamente accettabili.

Riguarda la pista ciclo-pedonale, sarà compito del Tecnico Progettista, una volta valutate tutte le componenti di pianificazione compreso il traffico veicolare previsto sulla viabilità in progetto, effettuare la scelta definitiva in merito agli spessori del pacchetto stradale; si sottolinea che il suolo di copertura presente su tutta l'area è costituito per i primi 40-50 cm da

terreno agrario/rimaneggiato che sarà necessario rimuovere a prescindere dalla tipologia di sottofondo che si intende adottare.

Il parametro scelto per caratterizzare la portanza del sottofondo è il "modulo resiliente" M_r , valutabile sperimentalmente utilizzando la norma AASHTO T274-82.

La scelta di tale parametro è stata dettata dal fatto che esso meglio rappresenta il comportamento del sottofondo, in quanto consente di tener conto anche della componente viscosa reversibile della deformazione.

Esso è correlabile ai parametri più comunemente utilizzati quali l'indice di portanza CBR e il modulo di reazione K .

Esistono tre categorie di terreno di sottofondo di buona, media e scarsa portanza rappresentate dai valori del modulo resiliente M_r riportati in tabella seguente.

I terreni dell'area di intervento appartenenti al primo orizzonte, ossia quello maggiormente sollecitato dalla strada di lottizzazione, rientrano nella categoria di sottofondo più prossima alla categoria definibile "media" avendo un modulo resiliente pari a 100 N/mm^2 e quindi più prossimo al valore intermedio (ipotesi cautelativa).

$M_r = 150 \text{ N/mm}^2$ buona	$M_r = 90 \text{ N/mm}^2$ media	$M_r = 30 \text{ N/mm}^2$ scarsa
----------------------------------	---------------------------------	----------------------------------

Le caratteristiche delle miscele bituminose, degli strati di collegamento e dei materiali nonché delle altre operazioni e verifiche da effettuare sulla pista dovranno seguire i criteri e le caratteristiche suggerite dal catalogo delle pavimentazioni stradali.

Le caratteristiche di qualità dovranno essere garantite dalla Ditta esecutrice e verificate in corso d'opera dalla DDLL anche in relazione alle condizioni climatiche del territorio.

Segue un riepilogo delle caratteristiche fisico-meccaniche dei materiali impiegati nella realizzazione delle strade (estratto dal catalogo delle pavimentazioni stradali).

Tab. 8 - Caratteristiche fisico-meccaniche dei materiali

<u>Conglomerato bituminoso per strato di usura</u>						
traffico	granulometria	bitume	stabilità Marshall (75 colpi)		rigidezza Marshall	vuoti residui Marshall
(1)	(2)	(%)	(Kg)	(daN)	(Kg/mm)	(%)
PP	fig. 1	4.5+6	≥1100	≥1080	300+450	4+6
P	"	"	≥1100	≥1080	300+450	4+6
M	"	"	≥1000	≥980	>300	3+6
L	"	"	≥1000	≥980	>300	3+6
Densità in opera (rispetto alla densità Marshall) ≥ 97%						
<u>Conglomerato bituminoso per strato di collegamento</u>						
traffico	granulometria	bitume	stabilità Marshall (75 colpi)		rigidezza Marshall	vuoti residui Marshall
(1)	(2)	(%)	(Kg)	(daN)	(Kg/mm)	(%)
PP	fig.2	4.5+5.5	≥1000	≥980	300+450	3+6
P	"	"	≥1000	≥980	300+450	3+6
M	"	4+5.5	≥ 900	≥880	>300	3+7
L	"	"	≥ 900	≥880	>300	3+7
Densità in opera (rispetto alla densità Marshall) ≥ 98%						
<u>Conglomerato bituminoso per strato di base</u>						
traffico	granulometria	bitume	stabilità Marshall (75 colpi)		rigidezza Marshall	vuoti residui Marshall
(1)	(2)	(%)	(Kg)	(daN)	(Kg/mm)	(%)
PP	fig.3	4+5	≥800	≥780	>250	4+7
P	"	"	≥800	≥780	"	"
M	"	3.5+4.5	≥700	≥690	"	"
L	"	"	≥700	≥690	"	"
Densità in opera (rispetto alla densità Marshall) ≥ 98%						
<u>Misto granulare non legato</u>						
CBR (dopo 4gg di immersione in acqua)			CBR ≥ 30%			
Densità (rispetto alla densità AASHTO modificata)			≥ 98%			
<u>Misto cementato</u>			Semirigide	Rigide		
Classe di cemento			cemento 197/1 tipo 1+5	cemento 197/1 tipo 1+5		
Contenuto di cemento			2.5+3.5%	3.5+5		
Resistenza media a compressione a 7gg			$2.5 \leq \sigma_{cm} \leq 4.5 \text{ N/mm}^2$	$4.0 \leq \sigma_{cm} \leq 7.0 \text{ N/mm}^2$		
<u>Conglomerato cementizio</u>						
Resistenza media a trazione per flessione			$f_{ctfm} = 5.5 \text{ N/mm}^2$ (*) (•)	$f_{ctfm} = 4.0 \text{ N/mm}^2$ (**) (•)		
Modulo elastico			$E = 47000 \text{ N/mm}^2$ (*)	$E = 34000 \text{ N/mm}^2$ (**)		
Coefficiente di Poisson			$\nu = 0.2$ (*)	$\nu = 0.2$ (**)		

BIBLIOGRAFIA

Riferimenti bibliografici e Normativi

- *Raccomandazioni sulla programmazione ed esecuzione delle indagini geotecniche* Associazione Geotecnica Italiana – A.G.I. (1977).
- *Elementi di Geotecnica*, Zanichelli Ed. (1996) – P. Colombo, F. Colleselli;
- *Geotecnica*, Zanichelli Ed. (1993) – R. Lancellotta;
- *Il Manuale del Geologo*, Pitagora Ed. (1995) – M. Casadio, C. Elmi, F. Francavilla;
- Ord. C.M. n. 3274 del 20.03.03: *primi elementi in materia di criteri generali per la classificazione sismica del territorio nazionale e di normative tecniche per la costruzione in zona sismica*;
- D.M. 14.01.2008: *Norme Tecniche per le Costruzioni*;
- CIRCOLARE 2 FEBBRAIO 2009 n. 617, C.S.LL.PP.;
- Nunziante Marino, maggio 2006: *Manuale di geotecnica per l'ingegneria civile aggiornato agli Eurocodici 7 e 8 – effetti sismici*; Maggioli Editore.

Riferimenti cartografici

- TAVOLETTA I.G.M. – Nogara – scala 1:25.000
 - CARTA TECNICA REGIONALE (C.T.R.) – Nogara, scala 1:5.000
 - CARTA GEOLOGICA DEL VENETO – scala 1:250.000, a cura della Regione Veneto
 - CARTA GEOLOGICA DELLE TRE VENEZIE, F. 63 Legnago – scala 1:100.000, redatta a cura dell'Ufficio Idrografico del Magistrato delle Acque di Venezia
 - CARTA DEI BACINI TARTARO E TIONE, INSEDIAMENTI PREISTORICI E ALVEI FLUVIALI – scala 1:50.000;
 - CARTA DELLE UNITÀ GEOMORFOLOGICHE DEL VENETO – scala 1:250.000, a cura della Regione Veneto
 - CARTA ISOFREATICA DEL VENETO – scala 1:250.000, a cura della Regione Veneto
 - CARTOGRAFIA DEL PAT DEL COMUNE DI NOGARA
-