



CITTÀ DI IMOLA



Progetto redatto
con il contributo di:



NUOVO PONTE CARRABILE SUL TORRENTE SANTERNO IN ZONA "TOSA" VIA CODRIGNANO E VIA TIRO A SEGNO IN IMOLA

CUP J21B23000220006

PROGETTO DI FATTIBILITA' TECNICO ECONOMICA



APP 23_015

PROGETTO

**PIACENTINI
INGEGNERI**

via Belvedere 6 40033 CASALECCHIO DI RENO (BO)

Ing. Luca Piacentini

Ordine Ingegneri Bologna n.4152/A

COMMITTENTE

AREA BLU S.p.a.

Responsabile Unico del Procedimento:
Ing. Donata Mestri



TITOLO ELABORATO

03 - GEOLOGICA E GEOTECNICA

Relazione geotecnica

Scala: -

N.:	Data:	Redattore:	Approvazione:	Descrizione:
00	18/02/2025	Romilio	Piacentini	Emissione
01				
02				

PFTE

Feb. 2025

IMT PF GEO RT **0302**

INDICE

1	Introduzione	1
2	Documenti di riferimento.....	2
2.1	Normativa di riferimento	2
3	Indagini geognostiche	3
3.1	Sondaggi geognostici	4
3.2	Prove di laboratorio.....	4
3.3	Prova MASW	7
4	Stabilità nei confronti della liquefazione.....	8
5	Stratigrafia e parametri geotecnici di progetto	9

1 Introduzione

In questo documento si riportano le informazioni di carattere geotecnico relativamente ai terreni coinvolti nell' ampliamento del ponte sul Fiume Santerno e relativamente al muro di contenimento della rampa di approccio alla spalla Sud del ponte stesso nel comune di Imola (BO). Tali opere si inseriscono nell' intervento di realizzazione del nuovo ponte carrabile sul fiume Santerno, nel comune di Imola, tra via Tiro a Segno a nord e via Codrignano a sud, nei pressi della curva "Tosa" dell'Autodromo.

2 Documenti di riferimento

2.1 Normativa di riferimento

[1] D.M. 17 gennaio 2018 – "Nuove norme tecniche per le costruzioni".

[2] CIRCOLARE ESPLICATIVA delle NTC2018.

3 Indagini geognostiche

Le indagini geognostiche relative alle opere in parola consistono in due sondaggi a carotaggio continuo e una prova MASW, realizzati nelle vicinanze dell' ampliamento del ponte sul Fiume Santerno. Durante l' esecuzione dei sondaggi sono stati prelevati campioni sui quali sono state condotte indagini di laboratorio.

Si riporta di seguito la pianta di ubicazione di tali prove.

UBICAZIONE INDAGINI GEOGNOSTICHE



● Sondaggio geognostico a carotaggio continuo con prove SPT in foro e prelievo campioni indisturbati



Profilo sismico in array con tecnica MASW

3.1 Sondaggi geognostici

Sono stati realizzati due sondaggi geognostici nelle vicinanze delle spalle del ponte sul fiume Santerno di lunghezza pari a 30.0 m. I due sondaggi presentano uno strato di limo sabbioso superficiale di spessore variabile da 2 a 6.50 m e nel sondaggio S2 al di sotto uno strato di ghiaia di spessore pari a circa 2.0 m. Al di sotto di tali strati superficiali si incontra uno strato di argilla, a volte marnosa debolmente sabbiosa fino alla profondità di 30.0 m da piano campagna. Tale strato argilloso presenta valori di Vane superiori a 120 kPa dalle profondità di circa 15.0 m da piano campagna e valori di Pocket Penetrometer compresi tra 250 kPa e a volte anche superiori a 600 kPa.

3.2 Prove di laboratorio

Durante l' esecuzione dei sondaggi sono stati prelevati campioni sui quali sono state condotte indagini di laboratorio. Si riportano di seguito i principali risultati ottenuti dalle prove di laboratorio in relazione alla caratterizzazione geotecnica dei terreni in situ.

Peso di volume naturale

Si riportano di seguito i risultati delle prove di laboratorio relativamente al peso di volume naturale.

Campione	Quota (m)	Peso di volume naturale γ (kN/m ³)
S1C1	5 - 5.50	19.5
S1C2	10 - 10.50	20.3
S1C3	15 - 15.50	18.9
S1C4	20 - 20.45	20
S2C1	5 - 5.50	18.05
S2C2	10 - 10.50	18.63
S2C3	15 - 15.50	19.6
S2C4	20 - 20.45	20

Il peso di volume naturale del terreno varia da 18.05 kN/m³ a 20.3 kN/m³ con un valore medio di 19.3 kN/m³.

Resistenza al taglio non drenata

Si riportano di seguito i risultati delle prove triassiali non consolidate non drenate relativamente alla resistenza al taglio non drenata.

Campione	Quota (m)	Resistenza al taglio non drenata c_u (kPa)
S1C3	15 - 15.50	240
S1C4	20 - 20.45	96
S2C2	10 - 10.50	132
S2C3	15 - 15.50	235

La resistenza al taglio non drenata varia da 96 kPa a 240 kPa con valore medio pari a 175 kPa.

Resistenza al taglio drenata

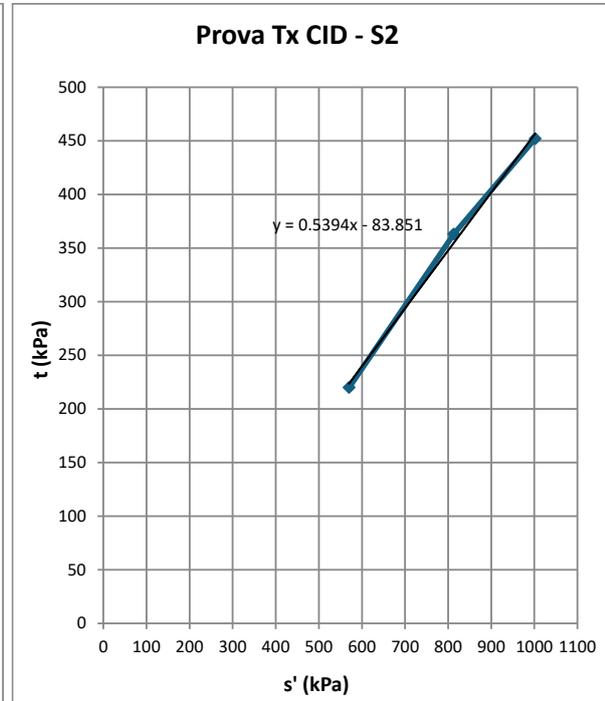
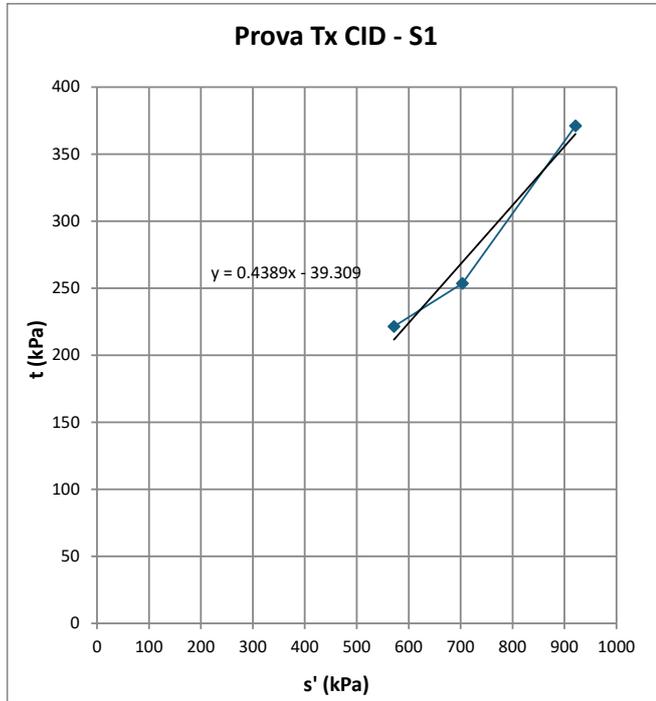
Si riportano di seguito i risultati delle prove triassiali consolidate non drenate relativamente alla resistenza al taglio drenata.

I risultati della prova sono la tensione a rottura minima (σ_3) e la differenza tra la massima e la minima tensione a rottura σ_1 e σ_3 ($\sigma_1 - \sigma_3$). Si sono quindi determinate le tensioni a rottura massima σ_1 e minima σ_3 . In seguito sono stati determinati i punti a rottura nel piano t, s' e si sono interpolati direttamente i punti a rottura nel piano $s' - t$ con una retta di equazione $t = m s' + q$, per cui si ha :

$$\text{sen } \phi' = m,$$

$$c' = q / \cos \phi'$$

Sondaggio	Profondità (m)	Campione	Tensioni principali		Piano $s' - t$		m	q (kPa)	ϕ' (°)	c' (kPa)
			Tensione principale minore σ'_3 (kPa)	Tensione principale maggiore σ'_1 (kPa)	$t = (\sigma'_1 - \sigma'_3) / 2$	$s' = (\sigma'_1 + \sigma'_3) / 2$				
S1	15-15.50	0A	350	793	221.5	571.5	0.4389	39.309	26.0	43.7
		0B	450	957	253.5	703.5				
		0C	550	1292	371	921				
BL02	14 - 15	0A	350	790	220	570	0.5394	83.851	32.6	99.6
		0B	450	1176	363	813				
		0C	550	1454	452	1002				



L' angolo di attrito efficace varia da 26° a 32.6° con valore medio pari a 29°.

La coesione efficace varia da 43.7 kPa a 99.6 kPa con valore medio pari a 71.7 kPa.

3.3 Prova MASW

Si riporta di seguito l'andamento della velocità delle onde MASW in funzione della profondità per il sito in oggetto.

Profondità base strato (m)	Spessore (m)	Vs (m/s)
1.2	1.2	171
2.9	1.7	173
4.1	1.2	181
5.1	1.0	193
6.3	1.2	197
9.4	3.1	226
13.4	4.0	278
19.0	5.6	304
39	20	320
>>	>>	350

Tabella 1 – Modello di sottosuolo proposto per il sito

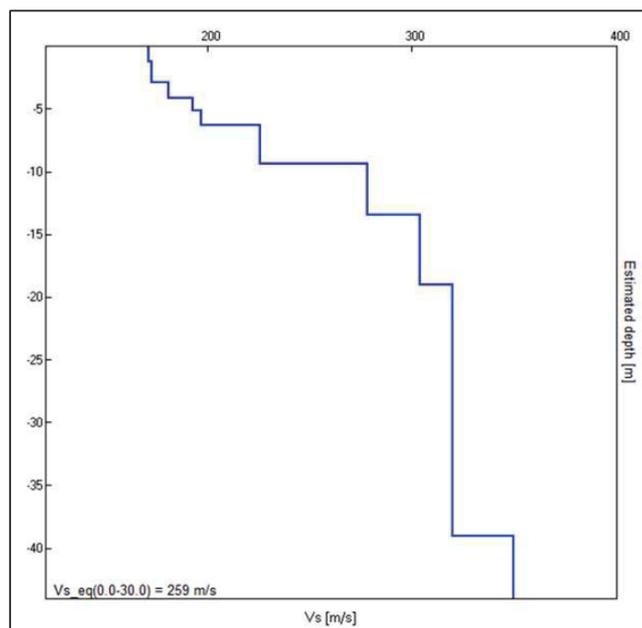


Figura 6-1 - Modello di velocità delle onde di taglio S

La $V_{s,eq} = V_{s,30}$ risulta pari a 259 m/s, di conseguenza il terreno risulta di categoria C.

4 Stabilità nei confronti della liquefazione

Per quanto riguarda la stabilità del sito nei confronti della liquefazione, visto quanto esposto al paragrafo 7.11.3.4.1 di NTC 2018, i primi metri di terreno sono costituiti da limi argillosi con $(N_1)_{60} > 30$ mentre al di sotto si trovano argille o argille marnose con distribuzioni granulometriche al di fuori alle zone indicate di seguito:

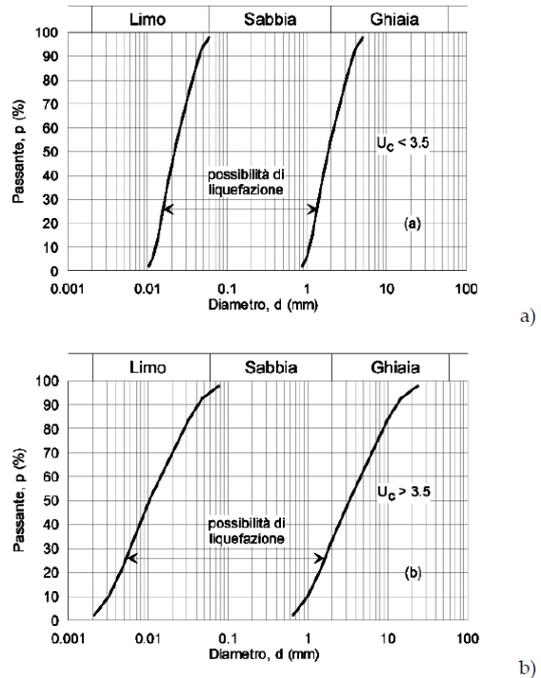


Fig. 7.11.1 – Fusi granulometrici di terreni suscettibili di liquefazione

In virtù di quanto sopra esposto la verifica a liquefazione per il sito in esame può essere omessa in quanto non sussiste il rischio di liquefazione.

5 Stratigrafia e parametri geotecnici di progetto

I terreni del sito in oggetto risultano costituiti da limi argillosi per i primi metri, mentre al di sotto si incontrano argille o argille marnose. Vista comunque la presenza di frazioni fini non solo negli strati inferiori ma anche negli strati superiori, si può considerare la seguente stratigrafia di progetto conservativa esposta in termini di parametri geotecnici caratteristici:

Da 0 a -20.0 m al di sotto di piano campagna - argille limose consistenti:

$$\gamma = 19,3 \text{ kN/m}^3$$

$$\Phi' = 29^\circ$$

$$c' = 10 \text{ kPa}$$

$$C_u = 175 \text{ kPa}$$

dove:

γ = peso specifico naturale,

Φ' = angolo di attrito efficace,

c' = coesione efficace,

C_u = coesione non drenata.