

DR. ANTONELLO ANGIUS

Geologo

Geotecnica – Ambiente – Idrogeologia - Territorio

Tel/Fax: +39 070 40 32 74

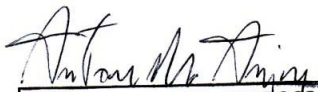
Pec: angiusgeo@epap.sicurezzapostale.it

e-mail: angiusgeo@tiscali.it

Comune di Carloforte

Provincia di Carbonia-Iglesias

PROGETTO DEFINITIVO

Tavola: Relazione geotecnica	Oggetto:
Scala:	Realizzazione di punti di osservazione privilegiati sul paesaggio
Data:	
Il Progettista: Ing. Marcello Angius	
Il Geologo: Dr. Antonello Angius	
 	
I collaboratori: Dr. Marcello Piras	

Committente: Comune di Carloforte

INDICE

1.0	PREMESSA	pag. 2
2.0	INQUADRAMENTO GEOGRAFICO E TOPOGRAFICO DEL SITO	pag. 3
3.0	PARAMETRI SISMICI	pag. 3
4.0	INDAGINI GEOGNOSTICHE	pag. 10
5.0	PARAMETRIZZAZIONE GEOTECNICA DEL SITO PONTE STRADALE	pag. 10
6.0	NOTE SU IDROGRAFIA ED IDROGEOLOGIA	pag. 12
7.0	CONSIDERAZIONI SULLE VERIFICHE GEOTECNICHE	pag. 12
8.0	CONCLUSIONI	pag. 15

ALLEGATI:

Planimetria ubicazione indagini geognostiche

Logs stratigrafici

Verifica geotecnica palo

1.0 Premessa

L'Amministrazione Comunale di Carloforte ha affidato al Dr. Geol. Antonello Angius la stesura della presente relazione geotecnica relativa al progetto definitivo: *Punti di osservazione privilegiata sul paesaggio*.

La relazione geologica allegata al progetto deve essere considerata parte integrante della presente relazione.

Le opere in progetto con maggiore rilevanza per quanto riguarda l'aspetto geologico e geotecnico interessano l'area delle Saline e quella di Capo Sandalo. Queste aree ricadono all'interno del SIC "Isola di San Pietro ITB040027", Capo Sandalo ricade inoltre interamente nella Zona di Protezione Speciale (Z.P.S.) ITB043035.

L'opera principale consiste nel rifacimento del ponte sul canale delle Saline, saranno inoltre realizzati, nella stessa zona, dei percorsi in terra stabilizzata e due capanni in legno per l'osservazione dell'avifauna.

A Capo Sandalo è prevista la sistemazione di alcuni camminamenti e l'installazione di opere d'arredo urbano.

La relazione definisce il modello geotecnico e le verifiche come previsto nel paragrafo 6.2.1 delle NTC 2008 e riporta i risultati della modellazione sismica del sito di costruzione trattata per esteso nella relazione Geologica.

Normativa di riferimento:

D.M. 11.03.1988: Norme tecniche riguardanti le indagini sui terreni e sulle rocce, la stabilità dei pendii naturali e delle scarpate, i criteri generali e le prescrizioni per la progettazione, l'esecuzione e il collaudo delle opere di sostegno delle terre e delle opere di fondazione. **(Se si opera in Zona sismica 4, Classi d'uso I e II).**

D.M. LL.PP. 16 Gennaio 1996: Norme tecniche relative ai - Criteri generali per la verifica di sicurezza delle costruzioni e dei carichi e sovraccarichi.

Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici: Pericolosità sismica e Criteri generali per la classificazione sismica del territorio nazionale. Allegato al voto n. 36 del 27.07.2007

Eurocodice 8 (1998): Indicazioni progettuali per la resistenza fisica delle strutture. Parte 5: Fondazioni, strutture di contenimento ed aspetti geotecnici (stesura finale 2003)

Eurocodice 7.1 (1997): Progettazione geotecnica – Parte I : Regole Generali . - UNI

Eurocodice 7.2 (2002): Progettazione geotecnica – Parte II : Progettazione assistita da prove di laboratorio (2002). UNI

Eurocodice 7.3 (2002): Progettazione geotecnica – Parte II : Progettazione assistita con prove in sito(2002). UNI

Decreto Ministeriale 14.01.2008: Testo Unitario - Norme Tecniche per le Costruzioni

Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici: Istruzioni per l'applicazione delle "Norme tecniche per le costruzioni" di cui al D.M. 14 gennaio 2008. Circolare 2 febbraio 2009.

AGI – ASSOCIAZIONE GEOTECNICA ITALIANA: Raccomandazioni sui pali di fondazione.

2.0 Inquadramento geografico e topografico del sito

Il sito ove è prevista la demolizione e ricostruzione del ponte è ubicato alla periferia SUD-EST del centro abitato, lungo il Viale dell'Astronomia, in corrispondenza dello sbocco a mare del canale delle Saline (FIGURA 2).

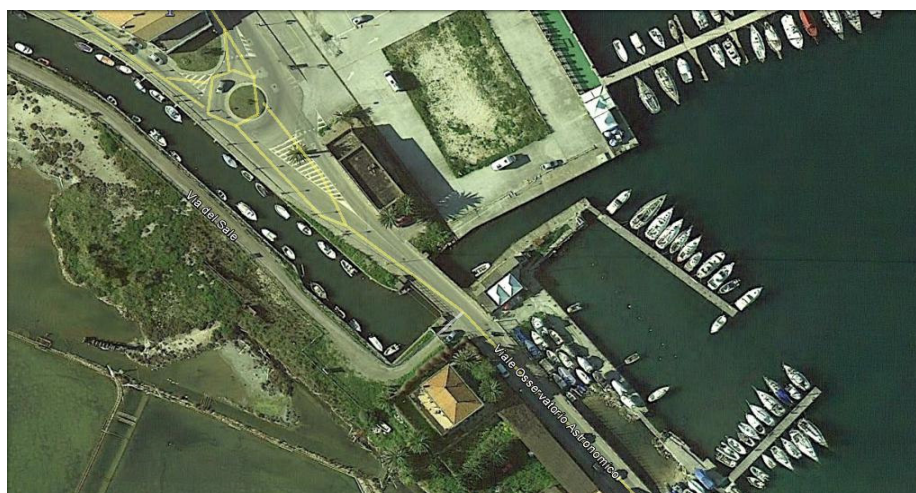


FIGURA 2 - Inquadramento aerofotogrammetrico

I riferimenti cartografici sono rappresentati da:

Foglio n.563 sez. I Isola di San Pietro dell'IGM (scala 1: 25.000); (FIGURA 3)

Sez. "563080" della Nuova Carta Tecnica Regionale (scala 1: 10.000)

Lat. 39°8'27"N

Long. 8°18'31"E

3.0 Parametri sismici

Le azioni sismiche di progetto in base alle quali valutare il rispetto dei diversi stati limite considerati si definiscono a partire dalla *pericolosità sismica di base* del sito di costruzione. Ricordando che la pericolosità sismica è definita in termini di accelerazione orizzontale massima attesa a_g in condizioni di campo libero su sito di riferimento rigido con superficie topografica orizzontale e suolo di categoria A (secondo la tabella 3.2.II NTC 2008), nonché di ordinate dello spettro di risposta elastico in accelerazione ad esso corrispondente $S_e(T)$, con riferimento a prefissate probabilità di eccedenza PV_R , come definite nel par. 3.2.1 NTC 2008, nel periodo di riferimento V_R , come definito nel par.2.4. In alternativa è ammesso l'uso di accelerogrammi, purché correttamente commisurati alla pericolosità sismica del sito.

Determinata la tipologia dell'opera (**tipo 2** per quella in esame) e la sua Vita Nominale (per l'opera è prevista una $V_N \geq 50$ anni) secondo la Tab. 2.4.I

Tab. 2.4.I NTC: Tipo di costruzione e relativa Vita Nominale

TIPI DI COSTRUZIONE		Vita Nominale V_N (in anni)
1	Opere provvisorie – Opere provvisionali - Strutture in fase costruttiva ¹	≤ 10
2	Opere ordinarie, ponti, opere infrastrutturali e dighe di dimensioni contenute o di importanza normale	≥ 50
3	Grandi opere, ponti, opere infrastrutturali e dighe di grandi dimensioni o di importanza strategica	≥ 100

Si stabilisce la Classe d'uso (**Classe II per l'opera in esame**), secondo la seguente tabella:

Classe I: Costruzioni con presenza solo occasionale di persone, edifici agricoli.

Classe 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.

Classe III: Costruzioni il cui uso preveda affollamenti significativi. Industrie con attività pericolose per l'ambiente. Reti viarie extraurbane non ricadenti in Classe d'uso *IV*. Ponti e reti ferroviarie la cui interruzione provochi situazioni di emergenza. Dighe rilevanti per le conseguenze di un loro eventuale collasso.

Classe IV: Costruzioni con funzioni pubbliche o strategiche importanti, anche con riferimento alla gestione della protezione civile in caso di calamità. Industrie con attività particolarmente pericolose per l'ambiente. Reti viarie di tipo A o B, di cui al D.M. 5 novembre 2001, n. 6792, "Norme funzionali e geometriche per la costruzione delle strade", e di tipo C quando appartenenti ad itinerari di collegamento tra capoluoghi di provincia non altresì serviti da strade di tipo A o B. Ponti e reti ferroviarie di importanza critica per il mantenimento delle vie di comunicazione, particolarmente dopo un evento sismico. Dighe connesse al funzionamento di acquedotti e a impianti di produzione di energia elettrica.

Si determina quindi il coeff. d'uso ($C_U = 1$ per l'opera in esame) dalla tab. 2.4.II:

Tab. 2.4.II – Valori del coefficiente d'uso C_U

CLASSE D'USO	I	II	III	IV
COEFFICIENTE C_U	0,7	1,0	1,5	2,0

Si ricava quindi il *periodo di riferimento* V_R moltiplicando la vita nominale dell'opera per il coeff. d'uso

$$V_R = V_N \times C_U$$

$$V_R = 50 \times 1 = \mathbf{50 \text{ anni}}$$

Il paragrafo 2.7 delle NTC 2008 e la circolare n.617 del 2/2/2009 del CSLP chiariscono che: in zona 4 per il caso in esame, trattandosi di un ponte, il Progettista potrebbe utilizzare esclusivamente il seguente metodo semplificato:

valido per tutte le costruzioni e classi d'uso, conducendo le verifiche di sicurezza nei confronti dello SLV per una forza di progetto calcolata assumendo uno spettro di progetto costante e pari a 0,07g, ed ammettendo implicitamente un possibile danneggiamento delle strutture, corrispondente ad un fattore di struttura di valore non superiore a $q = 2,15$

Ricordiamo che tutti i Comuni Sardi sono classificati in **zona 4** e quindi a pericolosità sismica molto bassa.

ZONA SISMICA	PERICOLOSITÀ SISMICA DI BASE	ACCELERAZIONE ORIZZONTALE MASSIMA CONVENZIONALE SU SUOLO DI CATEGORIA A, CON PROBABILITÀ DI SUPERAMENTO PARI AL 10% IN 50 ANNI (a _g)
1	ELEVATA	0.35g
2	MEDIA	0.25g
3	BASSA	0.15g
4	MOLTO BASSA	0.05g

Ai fini della normativa le forme spettrali sono definite per ciascuna delle PV_R , nel periodo di riferimento a partire dai seguenti parametri, riferiti al sito di riferimento orizzontale e rigido: a_g , F_0 , T^*_c

- Accelerazione orizzontale massima del terreno a_g (espressa in g/10);
- Valore massimo F_0 (adimensionale) del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale;
- Inizio del periodo del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale T^*_c (secondi).

L'allegato B tab.1 delle NTC. fornisce, per determinati tempi di ritorno (T_R) e per 10751 punti del territorio nazionale, disposti su un reticolo a maglie quadrate di circa 10 km di lato, i precedenti parametri (i valori sono identici per tutta la Sardegna, a parità di T_R).

Pericolosità sismica locale

Per superfici topografiche non orizzontali e suoli di categoria differente, la risposta del terreno e quindi la pericolosità sismica di base possono essere anche molto differenti da quelli base. La pericolosità di un terremoto dipende infatti non solo dalla sua intensità ma anche dalle caratteristiche geologiche e morfologiche del sito in esame.

Secondo le NTC in alternativa alla determinazione diretta delle VS_{30} , per la determinazione della pericolosità sismica locale, si può far riferimento ad un approccio semplificato che si basa sulla individuazione di categorie di suolo di riferimento basandosi sulla tabella sottostante (dopo aver determinato la resistenza penetrometrica dinamica equivalente o determinando la C_u).

Per le fondazioni superficiali i 30 metri da caratterizzare sono riferiti al piano di posa delle stesse, mentre per le fondazioni su pali sono riferiti alla testa dei pali.

Tab. 3.2.II – Categorie di sottosuolo

Categoria	Descrizione
A	Ammassi rocciosi affioranti o terreni molto rigidi caratterizzati da valori di $V_{s,30}$ superiori a 800 m/s, eventualmente comprendenti in superficie uno strato di alterazione, con spessore massimo pari a 3 m.
B	Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fina molto consistenti con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di $V_{s,30}$ compresi tra 360 m/s e 800 m/s (ovvero $NSPT_{,30} > 50$ nei terreni a grana grossa e $c_{u,30} > 250$ kPa nei terreni a grana fina).
C	Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di $V_{s,30}$ compresi tra 180 m/s e 360 m/s (ovvero $15 < NSPT_{,30} < 50$ nei terreni a grana grossa e $70 < c_{u,30} < 250$ kPa nei terreni a grana fina).
D	Depositi di terreni a grana grossa scarsamente addensati o di terreni a grana fina scarsamente consistenti, con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di $V_{s,30}$ inferiori a 180 m/s (ovvero $NSPT_{,30} < 15$ nei terreni a grana grossa e $c_{u,30} < 70$ kPa nei terreni a grana fina).
E	Terreni dei sottosuoli di tipo C o D per spessore non superiore a 20 m, posti sul substrato di riferimento (con $V_s > 800$ m/s).
S1	Depositi di terreni caratterizzati da valori di $V_{s,30}$ inferiori a 100 m/s (ovvero $10 < c_{u,30} < 20$ kPa) che includono almeno uno strato di 8 metri di terreni a grana fina di bassa consistenza, oppure che includono almeno 3 metri di torba o di argilla altamente organica.
S2	Depositi di terreni suscettibili di liquefazione di argille sensitive o qualsiasi altra categoria di sottosuolo non classificabile nei tipi precedenti.

Categoria **E** per il caso in esame

Tab. 3.2.IV - Categorie topografiche

Categoria	Caratteristiche della superficie topografica
T1	Superficie pianeggiante, pendii e rilievi isolati con inclinazione media $i \leq 15^\circ$
T2	Pendii con inclinazione media $i \geq 15^\circ$
T3	Rilievi con larghezza in cresta molto minore che alla base ed inclinazione media $15^\circ \leq i \leq 30^\circ$
T4	Rilievi con larghezza in cresta molto minore che alla base ed inclinazione media $i > 30^\circ$
Le suesposte categorie topografiche si riferiscono a configurazioni geometriche prevalentemente bidimensionali, creste o dorsali allungate, e devono essere considerate nella definizione dell'azione sismica se di altezza maggiore di 30 m.	

Categoria topografica **T1** per il caso in esame

Una volta stabilite le categorie di sottosuolo e topografica, si determinano i coefficienti S_s (di amplificazione stratigrafica), C_c (funzione della categoria di suolo) e S_T (di amplificazione topografica) con l'ausilio delle seguenti tabelle.

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

Valori massimi del coefficiente di amplificazione topografica S_T		
Categoria topografica	Ubicazione dell'opera o dell'intervento	S_T
T1 (pendii con $i \leq 15^\circ$)	-----	1,0
T2 (pendii con $i \geq 15^\circ$)	In corrispondenza della sommità del pendio	1,2
T3 (creste con $15^\circ \leq i \leq 30^\circ$)	In corrispondenza della cresta del rilievo	1,2
T4 (creste con $i \geq 30^\circ$)	In corrispondenza della cresta del rilievo	1,4
<i>La variazione spaziale del coefficiente di amplificazione topografica è definita da un decremento lineare con l'altezza del pendio o rilievo, dalla sommità o cresta fino alla base, dove S_T assume valore unitario.</i>		

Il calcolo dei coeff. sismici varia inoltre in funzione dell'opera (opere di sostegno, pendii o fondazioni, paratie).

I parametri sismici locali (relativi a pendii o fondazioni) sono quindi:

a_{max} ; S_T ; S_s ; (che definiscono le forme spettrali)

si determina quindi $a_{max} = a_g \times S_T \times S_s$

Si determinano, infine, i coefficienti di intensità sismica orizzontale e verticale

$K_h = \beta_s \times (a_{max} / g)$ $K_v = \pm 0.5 K_h$

con β_s coeff. di riduzione dell'accelerazione max attesa al sito

β_s coeff. di riduzione dell'accelerazione max attesa al sito

	Categoria di sottosuolo	
	A	B, C, D, E
	β_s	β_s
$0,2 < a_g (g) = 0,4$	0,30	0,28
$0,1 < a_g (g) = 0,2$	0,27	0,24
$a_g (g) = 0,1$	0,20	0,20

Riassumendo le condizioni considerate per la valutazione della risposta sismica dell'opera in oggetto sono le seguenti:

Tipo di elaborazione: stabilità dei pendii e fondazioni

Coordinate topografiche: localizzazione: Sardegna

Edificio ordinario: Classe 2

Vita di riferimento: 50 anni

Zona sismica: 4

Tipo di interpolazione: media ponderata

Vita nominale $V_N = 50$ anni

Coeff. d'uso $C_U = 1$

Categoria sottosuolo = E

Categoria topografica = T1

$a_g = 0.05$ g

Nei confronti delle azioni sismiche gli SL (sia SLU che SLE) sono individuati riferendosi alle prestazioni della costruzione nel suo complesso, ogni stato limite da prendere in esame deve essere riferito ad un determinato *Periodo di riferimento* V_R , in funzione di esso si impone una possibilità di superamento P_{V_R} da parte di a_g del valore "base" riferito a tale periodo.

La P_{V_R} in funzione dei diversi stati limite si ricava utilizzando la tabella seguente:

Tabella 3.2.I – Probabilità di superamento P_{V_R} al variare dello stato limite considerato

Stati Limite		P_{V_R} : Probabilità di superamento nel periodo di riferimento V_R
Stati limite di esercizio	SLO	81%
	SLD	63%
Stati limite ultimi	SLV	10%
	SLC	5%

Qualora la protezione nei confronti degli stati limite di esercizio sia di prioritaria importanza, i valori di P_{V_R} forniti in tabella devono essere ridotti in funzione del grado di protezione che si vuole raggiungere.

Per ciascuno stato limite e relativa P_{V_R} , il periodo di ritorno del sisma T_R è direttamente legato alla vita di riferimento V_R dalla formula:

$$T_R = -V_R / \ln(1 - P_{V_R}) = -C_U \cdot V_N / \ln(1 - P_{V_R}) \quad (C.3.2.1)$$

Tabella C.3.2.I.- Valori di T_R espressi in funzione di V_R

Stati Limite		Valori in anni del periodo di ritorno T_R al variare del periodo di riferimento V_R
Stati Limite di Esercizio (SLE)	SLO	$(^2) 30 \text{ anni} \leq T_R = 0,60 \cdot V_R$
	SLD	$T_R = V_R$
Stati Limite Ultimi (SLU)	SLV	$T_R = 9,50 \cdot V_R$
	SLC	$T_R = 19,50 \cdot V_R \leq 2475 \text{ anni } (^1)$

Parametri sismici locali

	PV _R %	T _R (anni)	a _g (g)	F ₀	T _c (sec)
Operatività (SLO)	81	30	0.019	2.610	0.273
Danno (SLD)	63	50	0.024	2.670	0.296
Salvaguardia della vita (SLE)	10	475	0.050	2.880	0.340
Prevenzione dal collasso (SLC)	5	975	0.060	2.980	0.372

Coefficienti sismici

	S _S	C _C	S _T	Kh	Kv	a _{max} (m/s ²)	β
SLO	1,600	1,930	1,000	0,006	0,003	0,292	0,200
SLD	1,600	1,870	1,000	0,008	0,004	0,369	0,200
SLV	1,600	1,770	1,000	0,016	0,008	0,785	0,200
SLC	1,600	1,710	1,000	0,019	0,010	0,946	0,200

Nelle verifiche sismiche entrano in gioco anche i coeff. ψ funzione della categoria dell'edificio o delle azioni variabili.

Nella progettazione per le AZIONI SISMICHE il rispetto dei vari SL è conseguito:

Nei confronti di tutti gli SLE se sono rispettate le verifiche al solo SLD;

Nei confronti di tutti gli SLU se sono rispettate le verifiche al solo SLV.

I coeff. sismici Kh e Kv agiscono direttamente sui coeff. di carico limite della formula trimomia N_q, N_c, N_γ

Per valutare l'effetto sismico sul carico limite del terreno di fondazione Paolucci & Pecker (1977) introducono sui tre termini della capacità portante i fattori parziali Z così determinati:

$$Z_q = (1 - K_h / \tan \phi)^{0,35}$$

$$Z_c = 1 - 0,32 \times K_h$$

$$Z_\gamma = Z_q$$

La verifica a scorrimento in condizioni sismiche si ottiene imponendo che il taglio sismico T_k sia:

$$T_k \leq \frac{1}{\gamma_R} \left[N_k \cdot \frac{\tan(\phi'_k)}{\gamma_\phi} \right]$$

Il valore di T_k si ottiene da W (carico verticale) x K_{hi} con $K_{hi} = H/W$
dove H = carico orizzontale

Stabilità nei confronti della liquefazione

La verifica a liquefazione può essere omessa quando si manifesti almeno una delle seguenti 5 circostanze:

- eventi sismici attesi di magnitudo M inferiore a 5;
- accelerazioni max attese al piano campagna in assenza di manufatti inferiori a 0,1g;
- profondità media stagionale della falda superiore a 15 metri dal p.c.. per p.c. sub orizzontale e strutture con fondazioni superficiali;
- depositi costituiti da sabbie pulite con resistenza penetrometrica normalizzata (N_{160}) > 30 oppure q_{c1N} > 180 (dove N_{160} è il valore della resistenza penetrometrica SPT normalizzata ad una tensione verticale efficace di 100 kPa e q_{c1N} è il valore della resistenza penetrometrica CPT normalizzata ad una tensione verticale efficace di 100 kPa;
- distribuzione granulometrica esterna alle zone indicate nella fig. 7.11.1.a nel caso di terreni con $UC < 3.5$ ed in fig. 7.11.1.b nel caso di terreni con $UC > 3.5$ (UC = coeff. di uniformità)

Per l'opera in esame non è dunque necessaria la verifica a liquefazione.

4.0 Indagini geognostiche

Al fine di ricostruire il modello geologico di dettaglio e parametrizzare geotecnicamente i terreni di sedime del ponte stradale si è optato per eseguire due sondaggi a rotazione con carotaggio continuo, i fori sono stati ubicati in corrispondenza delle spalle.

I due sondaggi S. 1 ed S. 2, ubicati secondo la planimetria allegata, hanno boccaforo a quota circa + 2.00 mt sul l.m.m., da tale quota sono stati spinti rispettivamente a 20 e 23,50 metri di profondità. Il Sondaggio 2 ha intercettato a -23.00 mt il substrato lapideo (ignimbrite).

I terreni attraversati hanno essenzialmente caratteristiche attritive (sabbie, limi) e possono essere considerati sede di una unica falda con superficie in equilibrio con il l.m.m.

Data la natura attritiva e la impossibilità di prelevare campioni rappresentativi per le prove di laboratorio, la parametrizzazione geotecnica è stata basata sull'esecuzione di prove penetrometriche di tipo SPT.

5.0 Parametrizzazione geotecnica del sito “ponte stradale”

L'esecuzione dei sondaggi geognostici ha confermato la presenza di sedimenti prevalentemente attritivi, da poco a moderatamente addensati, che poggiano a circa 23 metri dal p.c. sul substrato lapideo (ignimbrite).

La successione stratigrafica può essere schematizzata ed accorpata, dal punto di vista geotecnico, a partire dall'alto verso il basso, secondo la seguente suddivisione.

La scelta dei parametri geotecnici è basata sui risultati delle prove in sito, sui numerosi dati di letteratura, la scelta dei *valori caratteristici* sulle capacità della struttura di ridistribuire i carichi e sul grado di cautela utilizzato per la scelta iniziale del parametro geotecnico base, nonché sulle note alla tab. 6.2.II:

LIVELLO 1) mt 0.00 - 1.60 (max 1.90): terreno di riporto e sabbia rimaneggiata (sabbia, ghiaia, blocchi eterometrici), da marrone a beige, incoerente, asciutta o debolmente umida, poco addensata.

Ai fini della parametrizzazione geotecnica si esprimono cautelativamente i seguenti *valori caratteristici*:

$D_R = 20\%$ (Gibbs-Holtz, 1957) $\varphi = 30^\circ$ (Schmertmann, 1977) $\nu = 0.2$ (coeff. di Poisson)

$\gamma = 16 \text{ kN/m}^3$ $C = 0$ $E_{\text{YOUNG}} = 10000 \text{ kN/m}^2$ (Schultze-Menzenbach, 1961)

LIVELLO 2) mt 1.60 (max 1.90) - 8.40 (max 8.60): sabbia limosa grigia con sottili e subordinate intercalazioni di limo sabbioso. Verso il basso tende a diventare microciottolosa e/o a perdere la matrice limosa. Satura, da poco a moderatamente addensata.

Il livello può essere considerato come essenzialmente attritivo. Al valore $N_{\text{SPT}} = 10\text{-}21$ colpi/30 cm si associa un $N_{\text{SPT (medio)}} = 15$ colpi/30 cm e si attribuiscono i seguenti *valori caratteristici*:

$D_R = 40\%$ (Gibbs-Holtz, 1957) $\varphi = 34^\circ$ (Schmertmann, 1977) $\nu = 0.5$ (coeff. di Poisson)

$\gamma = 18,5 \text{ kN/m}^3$ $C = 0$ $E_{\text{YOUNG}} = 14300 \text{ kN/m}^2$ (Webb, 1970)

LIVELLO 3) mt 8.40 (max 8.60) – 10.30 (max 10.50): sabbia con limo e argilla sabbiosa, da marroncina a grigio-verdastra, satura, sciolta o poco addensata.

Il livello può essere considerato come essenzialmente attritivo. Al valore $N_{\text{SPT}} = 5$ colpi/30 cm si associano i seguenti *valori caratteristici*:

$D_R = 25\%$ (Gibbs-Holtz, 1957) $\varphi = 29^\circ$ (Schmertmann, 1977) $\nu = 0.5$ (coeff. di Poisson)

$\gamma = 18,0 \text{ kN/m}^3$ $C = 0$ $E_{\text{YOUNG}} = 3100 \text{ kN/m}^2$ (Webb, 1970)

LIVELLO 4) mt 10.30 (max 10.50) – 23.00: sabbia poco addensata con livelletti cementati sfumante in sabbia limoso-argillosa e conchigliare. Si tratta di una facies di “Panchina” tipica di un paleoambiente di linea di costa. Il colore varia dal biancastro al grigio-beige, satura, è poco addensata ma i sottili livelletti cementati ne aumentano le caratteristiche generali di resistenza a taglio e compressibilità.

Il livello può essere considerato come essenzialmente attritivo. I valori SPT sono estremamente variabili $N_{\text{SPT}} = 7\text{-}40$ colpi/30 cm in funzione della “struttura” del livello, si associa un $N_{\text{SPT (medio)}} = 10$ colpi/30 cm e si attribuiscono i seguenti *valori caratteristici*:

$D_R = 35\%$ (Gibbs-Holtz, 1957) $\varphi = 33^\circ$ (Schmertmann, 1977) $\nu = 0.5$ (coeff. di Poisson)

$\gamma = 18,5 \text{ kN/m}^3$ $C = 0$ $E_{YOUNG} = 21500 \text{ kN/m}^2$ (Webb, 1970)

LIVELLO 5) mt 23.00 ed oltre: substrato lapideo, ignimbrite fratturata con giunti suborizzontali e subverticali serrati.

La parametrizzazione geotecnica, cautelativa, è basata oltre che sulle caratteristiche visive delle carote estratte anche sulle correlazioni con i risultati di precedenti indagini eseguite su identico litotipo in aree adiacenti.

Da -23 metri si può assumere un RQD = 50%

Resistenza a compressione monoassiale $S_U = 50-70 \text{ MPa}$ $\gamma = 24 \text{ kN/m}^3$ $\nu = 0.2$ (coeff. di Poisson)

$E = 29400 \text{ MPa}$ (modulo della roccia intatta) $E_{\text{ammasso}} = 5880 \text{ Mpa}$ (Serafim & Pereira)

I parametri dell'ammasso roccioso stimati con il diagramma di Bieniawsky (1973) risultano:

$\varphi = 32^\circ$ $C = 200 \text{ kN/m}^2$

6.0 Note su idrografia ed idrogeologia

Ai fini delle verifiche geotecniche la quota della falda può essere assunta identica a quella del l.m.m., circa -2.00 metri dall'attuale piano campagna. Le dimensioni del bacino che alimenta le saline e la posizione del ponte rispetto alle opere portuali escludono il manifestarsi di problematiche idrauliche o geologiche connesse a pericolo di erosione.

7.0 Considerazioni sulle verifiche geotecniche

Il nuovo ponte sarà realizzato in corrispondenza del vecchio ponte, avrà una luce di circa 10 mt. Il piano di posa delle strutture di fondazione delle spalle si valuta pari a - 2 mt dal p.c. (inteso come quota di boccaforo dei sondaggi).

La superficie di base della struttura che collegherà la palificata avrà dimensioni 4.60 x 9.70 metri

Per ovviare ad aspetti logistici di accantieramento ed in funzione del rapporto costi/benefici si suggerisce di fondare le spalle su pali trivellati di medio-grande diametro (ipotesi $\varnothing$ 400-600 mm), sospesi o debolmente incastrati nel substrato lapideo, dunque con lunghezza complessiva dall'attuale p.c. di 23-24 metri. Si prevede la necessità di stabilizzare il foro con fango bentonitico (nella composizione dei fanghi si dovrà tener conto della presenza di acque salse) o di sostenerlo provvisoriamente con una camicia di rivestimento.

I pali saranno realizzati mediante asportazione del terreno, posa in opera della gabbia di armatura e successivo getto di calcestruzzo mediante tubo getto calato a fondo foro e recuperato gradualmente. I pali verranno quindi solidarizzati alla piastra di fondazione.

Le verifiche vengono eseguite per la verticale geotecnica con caratteristiche più scadenti tra le due rilevate.

Le sollecitazioni trasmesse al palo saranno essenzialmente di compressione.

La sicurezza e le prestazioni dell'opera sono valutate in relazione agli SL (SLU, SLE) che si possono verificare durante la V_N dell'opera stessa, sia a breve sia a lungo termine.

In pratica per gli SLU vengono valutati quello Strutturale (STR) e quello Geotecnico (GEO), per quest'ultimo sarà valutato il collasso per mobilitazione della resistenza del terreno.

Nelle verifiche agli SLE saranno valutati cedimenti e spostamenti laterali capaci di compromettere l'uso della sovrastruttura.

Il rispetto per i vari SL si ritiene conseguito:

nei confronti di tutti gli SLU quando siano soddisfatte le verifiche al solo SLV;

nei confronti di tutti gli SLE quando siano soddisfatte le verifiche al solo SLD

Nel caso della palificata in esame si ritengono pertinenti le verifiche per i seguenti SLU di tipo geotecnico (GEO)

Collasso per carico limite della palificata nei confronti dei carichi assiali

Collasso per carico limite della palificata nei confronti dei carichi trasversali

La verifica sarà eseguita in condizioni drenate (tensioni totali).

Per le verifiche degli SLU strutturali (STR) e geotecnici (GEO) si adotta come previsto dalle NTC un approccio di tipo semiprobabilistico applicando Coefficienti parziali di sicurezza.

Il calcolo della portanza può essere eseguito con due differenti approcci, nel primo si applicano due differenti combinazioni di fattori:

APPROCCIO 1 Combinazione 1 $A1+M1+R1$ Combinazione 2 $A2+M1+R2$,

APPROCCIO 2 Combinazione unica $A1 + M1 + R3$ (applicato)

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

I coeff. parziali sono riportati nelle Tab. 6.2.I e 6.2.II per le azioni ed i parametri geotecnici e nella tab.6.4.II per le resistenze globali.

Tab. 6.2.I Coeff. parziali per le azioni o gli effetti delle azioni

Carichi	Effetto	Coeff. 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_{Q1}	0.0	0.0	0.0
	Sfavorevole		1.5	1.5	1.3

(1) Nel caso in cui i carichi permanenti non strutturali (es.: i carichi permanenti portati) siano compiutamente definiti, si potranno adottare gli stessi coefficienti validi per le azioni permanenti

Tab. 6.2.II Coefficienti parziali per i parametri del terreno.

PARAMETRO	GRANDEZZA ALLA QUALE APPLICARE IL COEFF. PARZIALE	COEFF. PARZIALE γ^M	M1	M2
Tangente dell'angolo di resistenza a taglio	$\tan \varphi'_k$	γ_{G1}	1.0	1.25
Coesione efficace	C'_k	γ_{G2}	1.0	1.25
Resistenza a taglio non drenata	C_{uk}	γ_{Qi}	1.0	1.4
Peso dell'unità di volume o Resistenza a compressione con ELL	γ	γ_γ	1.0	1.0

(2) Per le rocce si applica alla resistenza a compressione uniassiale q_u un coefficiente parziale

$$\gamma_{Qu} = 1.6$$

(3) Per verifiche di pali ed ancoraggi tutti i coeff. sono =1

Tab. 6.4.II – Coeff. parziali R da applicare alle resistenze caratteristiche

Resistenza	Simbolo	Pali infissi			Pali trivellati			Pali ad elica cont.		
	γ_R	R1	R2	R3	R1	R2	R3	R1	R2	R3
Base	γ_b	1	1.45	1.15	1	1.7	1.35	1	1.6	1.3
Laterale in compressione	γ_l	1	1.45	1.15	1	1.45	1.15	1	1.45	1.15
Totale (*)	γ_t	1	1.45	1.15	1	1.6	1.30	1	1.55	1.25
Laterale in trazione	γ_{lt}	1	1.6	1.25	1	1.6	1.25	1	1.6	1.25

(*) da applicare alle resistenze caratteristiche dedotte dai risultati di prove su pali pilota

La resistenza R_k del singolo palo calcolata con una formula statica di capacità portante viene rapportata al numero di verticali "complete" indagate (1 nel caso in esame) applicando i seguenti fattori di correlazione funzione della affidabilità della caratterizzazione geotecnica:

N° di verticali indagate	1	2	3	4	5	7	≥10
ξ_3	1.70	1.65	1.60	1.55	1.50	1.45	1.40
ξ_4	1.70	1.55	1.48	1.42	1.34	1.28	1.21

La resistenza caratteristica viene definita secondo l'espressione:

$$R_{c,k} = \text{Min} \{ (R_{c,cal})_{media} / \xi_3 \quad \{ (R_{c,cal})_{min} / \xi_4 \} \}$$

Il valore della resistenza di progetto viene definita secondo l'espressione:

$$R_{c,d} = R_{c,k} / \gamma_R$$

Resistenza dei pali soggetti a carichi assiali

La verifica di capacità portante del singolo palo potrà essere eseguita utilizzando la formula statica:

$$Q_U = Q_l + Q_b = q_b \times A_b + \sum_i (\delta_i \times A_{s,i}) \quad \text{dove:}$$

Q_U = carico verticale limite di compressione

Q_l = portata limite laterale

Q_b = portata limite di base

$A_{s,i}$ = area laterale dello strato i-esimo

δ_i = aderenza dello strato i-esimo

A_b = area di base del palo

q_b = portata limite unitaria alla base del palo

Il carico assiale ammissibile viene assunto pari a:

$$Q_{amm} = (Q_U / F_s) - \Delta W_{palo} \quad \text{in cui:}$$

F_s = coeff. di sicurezza ≥ 2.5

ΔW_{palo} = peso del palo – peso del terreno che ne occupa il volume

Il carico assiale ammissibile, eventualmente composto con i carichi trasversali all'asse, deve risultare compatibile con la resistenza strutturale della sezione del palo.

Nel calcolo delle tensioni efficaci e della profondità del livello di falda, il piano stratigrafico del terreno di riferimento coincide con la quota della testa del palo.

Nell'ipotesi di palo "sospeso" la portata di base è data dall'espressione:

$$Q_{b,lim} = N_q \times \sigma'_v \times A_b \quad \text{con:}$$

N_q = Coeff. di Berezanzev

σ'_v = pressione verticale efficace alla base del palo

In terreni stratificati si deve limitare la pressione ultima di base in prossimità del limite di passaggio con uno strato meno resistente. In particolare nei terreni granulari non si fa più riferimento alle condizioni di rottura ma alla "portata critica" corrispondente a "condizioni di servizio limite" basata sulla stima dei cedimenti ammissibili, ed in genere riferita all'insorgere di deformazioni plastiche nei terreni di fondazione. Pertanto si pone:

$$q_b = q_{cr} \quad \text{nella quale:}$$

q_{cr} = portata critica unitaria di base

Nell'ipotesi di ammorsare i pali nel substrato roccioso, la portata di base limite può essere valutata secondo la relazione trinomia di Terzaghi ma calcolando i coeff. N_c ed N_q secondo quanto indicato da Stagg-Zienkiewicz, 1968

$$N_q = \tan^6 (45 + \phi/2)$$

$$N_c = 5 \times \tan^4 (45 + \phi/2)$$

$$N'_q = N_q \times Sc$$

$$N'_c = N_c \times S_c$$

$$S_q = 1 \quad S_c = 1,3 \text{ (coeff. di forma)}$$

ϕ = angolo d'attrito dell'ammasso roccioso

La portata limite di base viene poi ridotta in funzione dell'indice RQD come segue:

$$Q'_{b,lim} = Q_{b,lim} \times RQD^2 \text{ (nel caso in esame si assume } RQD = 0,5)$$

In alternativa la resistenza alla base può essere considerata su un'area equivalente al 75% della superficie netta di base per tener conto della disgregazione dell'ammasso (ammorsamento suggerito = 3 diametri).

La resistenza laterale del palo deve essere, con questo tipo di verifica, trascurata in quanto non "attivabile" data l'assenza di un sufficiente cedimento della punta del palo.

Le verifiche più cautelative forniscono $Q'_{b,lim} \geq 12 \text{ MPa}$

E' immediato verificare come lo stato di sforzo agente sul palo (ipotizzabile in un massimo di 1-1.5 MN, in funzione del numero di pali adottati) sia in ogni caso estremamente inferiore alla portata ammissibile calcolata per la base.

Il dimensionamento del palo si limita dunque all'aspetto strutturale.

Si suggerisce di rispettare una lunghezza minima di ammorsamento in roccia pari a 1,2 diametri

Calcolando separatamente la portata laterale del palo secondo la formula:

$$Q_{L,lim} = K_o \text{ tg } \phi' \times \sigma'_{v,med} \times A_L \quad \text{con:}$$

$K_o \text{ tg } \phi'$ = coeff. di spinta orizzontale a riposo

σ'_v = pressione verticale efficace nella mezzeria dello strato

Nelle verifiche per gli SLE i parametri geotecnici sono quelli caratteristici, mentre i coeff. parziali per le azioni e le resistenze sono sempre = 1

L'azione sismica induce sui pali un duplice effetto, riduzione della portata di punta ed intervento dei momenti cinematici. Si suggerisce di adottare il criterio di Vesic per quanto riguarda la dilatanza e quello di Nikolau per i momenti cinematici.

L'interpolazione delle varie verifiche: portanza singola e di gruppo, cedimenti, strutturale, conduce alla scelta più economica e logisticamente fattibile, nell'ambito dei valori di sicurezza.

Resistenze dei pali soggetti a carichi trasversali

Si applicano i seguenti coefficienti parziali:

Tab. – 6.4.VI Coeff. parziali per le verifiche agli SLU di pali soggetti a carichi trasversali

R1	R2	R3
$\gamma_T = 1.0$	$\gamma_T = 1.6$	$\gamma_T = 1.3$

Verifiche agli SLE (cedimenti, sollevamenti, spostamenti laterali)

Per il calcolo dei cedimenti del palo singolo si considera che il comportamento del palo sia assimilabile ad una curva con andamento iperbolico come indicato da Fleming (1992) basata sui valori delle resistenze del palo che si ritiene valido anche per rocce diffusamente fratturate.

La determinazione della curva parte dal considerare il cedimento come contributo di quello elastico (strutturale) e quello rigido (geotecnico).

Il cedimento "geotecnico" può essere calcolato considerando che il carico generico Q agente sul palo è dato da:

$$Q = Q_s + Q_b$$

Q_s e Q_b rispettivamente carico agente lateralmente e carico alla base. Poiché il cedimento geotecnico del palo è di moto rigido i cedimenti della base W_b e laterale W_s coincidono: $W_R = W_s = W_b$

Nel calcolo del cedimento W_b rientra la stima del modulo secante del terreno alla base del palo corrispondente al 25% del carico limite. Nel caso di rocce fratturate si ritiene ragionevole considerare il valore corrispondente alla deformabilità dell'ammasso $E_b = E_m = 5-6 \text{ GPa}$

8.0 Conclusioni

Le strutture di fondazione, in funzione dei carichi di progetto, delle caratteristiche geometriche del palo e della palificata, suggeriscono l'impiego di una palificata che trasmetta il carico allo strato 5) cioè al substrato lapideo.

Il tipo di palo consigliabile, in quanto più idoneo sia per le caratteristiche geotecniche che per quelle idrogeologiche dei terreni, appare quello trivellato, realizzato in conglomerato cementizio armato e gettato in opera. Il palo avrà diametro di 400 mm e sarà ammorsato in roccia.

Particolare attenzione andrà prestata alle fasi di getto, per via delle caratteristiche idrauliche dei livelli sabbiosi. Al fine di evitare fenomeni di discontinuità del palo potrà essere previsto l'uso di un tubo forma recuperabile in acciaio o la stabilizzazione con fanghi bentonitici, sarà obbligatorio il getto con tubo convogliatore da fondo foro.

L'efficienza del gruppo di pali collegati alla medesima piastra può essere calcolata con la relazione di Converse-Labarre:

$$E_g = 1 - \theta [(n-1)m + (m-1)n] / (90m*n) \quad \text{con}$$

$$\theta = \tan^{-1} D/S$$

D = diametro palo

S = interasse tra i centri dei pali

m = numero di file di pali

n = numero di colonne di pali

Per le verifiche dei cedimenti sarà applicabile il metodo di Davis-Poulos o quello iperbolico di Chin.

Cagliari, 30/11/2016

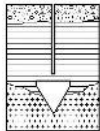
Dr. Geol. Antonello Angius

Planimetria ubicazione indagini



Legenda:

- Sondaggi geognostici



DR. ANTONELLO ANGIUS

Via Italia, 143 Cagliari 09134

angiusgeo@tiscali.it www.angiusgeo.com

SONDAGGI GEOGNOSTICI - MONITORAGGIO AMBIENTALE

Committente Comune di Carloforte	Profondità raggiunta -20.00	Quota Ass. P.C. 1	Certificato n° 1	Pagina 1
Operatore Salis Giampaolo	Indagine Geotecnica	Cantiere Ponte Saline	Inizio/Fine Esecuzione 18.05.2015	
Responsabile Dott. Geol. Angius Antonello	Sondaggio Sond. 1	Tipo Carotaggio Continuo 101 mm	Tipo Sonda Hydra Joy 3	Coordinate X Y

Scala (mt)	Litologia	Descrizione	Quota	%Carotaggio R.Q.D.	S.P.T. (n° Colpi)	Pocket Test kg/cmq	Vane Test kg/cmq	Campioni	Metodo Perforazione	Falda
		TERRENO DI RIPORTO: sabbia e ghiaia, asciutta, poco addensata.	1.00							
1		Sabbia rimaneggiata beige con pochi ciottoli, incoerente, sciolta, asciutta.	1.60							
2		Sabbia beige, incoerente, sciolta, da umida a satura	2.80		12-6-4					
3		Ghiaia e sabbia con conchiglie, grigia, incoerente, satura, poco addensata.	3.50 3.80		3.10 PC					
4		Limo sabbioso, marrone.	4.40							
5		Sabbia grigia con conchiglie e pochissimi microciottoli, incoerente, satura, poco addensata.			5-10-11					
6		Sabbia limosa grigia, da poco a moderatamente addensata, satura.	6.50		6.20 PC					
7		Sabbia debolmente limosa, incoerente, satura, moderatamente addensata.								
8			8.20							
9		Sabbia microciottolosa, nocciola, incoerente, moderatamente addensata.	8.60 9.10		1-2-6					
10		Sabbia argillosa marroncina, poco addensata.	9.70		9.10 PC					
11		Argilla sabbiosa grigio-verdastra, debolmente plastica.	10.30							
12		Sabbia verdastra incoerente, satura, poco addensata.								
13		Sabbia carbonatica biancastra poco addensata, con livelletti cementati conghigliari (PANCHINA).								
14			15.00		5-4-3					
15		Sabbia nocciola, microciottolosa, con conchiglie, poco addensata, con livelletti cementati (PANCHINA)	16.10		15.10 PC					
16		Sabbia limosa, nocciola con frammenti di conchiglie, da poco a moderatamente addensata.								
17										
18										
19										
20			20.00							
21										
22										
23										
24										
25										

Campioni: S-Pareti Sottili, O-Osterberg, M-Mazier, R-Rimaneggiato, Ra-Rimaneggiato da SPT

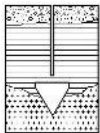
Perforazione:CS-Carotiere Semplice, CD-Carotiere Doppio, EC-Elica Continua

Prove SPT:PA-Punta Aperta, PC-Punta Chiusa

Carotaggio:Continuo 101 mm

Sonda:Hydra Joy 3

Responsabile



DR. ANTONELLO ANGIUS

Via Italia, 143 Cagliari 09134

angiusgeo@tiscali.it www.angiusgeo.com

SONDAGGI GEOGNOSTICI - MONITORAGGIO AMBIENTALE

Committente Comune di Carloforte	Profondità raggiunta -24.50	Quota Ass. P.C.	Certificato n° 2	Pagina 1
Operatore Salis Giampaolo	Indagine Geotecnica	Cantiere Ponte Saline	Inizio/Fine Esecuzione 18.05.2015	
Responsabile Dott. Geol. Angius Antonello	Sondaggio Sond. 2	Tipo Carotaggio Continuo 101 mm	Tipo Sonda Hydra Joy 3	Coordinate X Y

Scala (mt)	Litologia	Descrizione	Quota	%Carotaggio R.Q.D.	S.P.T. (n° Colpi)	Pocket Test kg/cmq	Vane Test kg/cmq	Campioni	Metodo Perforazione	Falda
1		TERRENO DI RIPORTO: sabbia, ghiaia e blocchi eterometrici, asciutta, poco addensata.	1.90							
2		Sabbia grigio chiaro, incoerente, poco addensata.	4.60							
3										
4										
5		Sabbia limosa da grigio scuro a marroncina, moderatamente addensata.	6.50							
6										
7		Sabbia debolmente limosa, incoerente, satura, moderatamente addensata.	7.20							
8		Sabbia beige quasi incoerente da poco a moderatamnte addensata.	8.40							
9		Sabbia limosa con microciottoli, poco addensata,	8.80							
10		Argilla limosa e sabbiosa, marroncina, moderatamente consistente.	9.30							
11		Sabbia incoerente, beige, poco addensata. Da mt 10.50 a mt 10.70 livello carbonatico	12.00							
12		Sabbia e Panchina								
13		Da 14.70 a 15.00 livello sabbioso e microciottoloso da verdastro a marroncino.	15.00							
14										
15		sabbia da limosa a incoerente, conchigliare, beige, sciolta.	16.70			9-18-22				
16										
17		Sabbia limosa marroncina, moderatamente addensata.	17.30			17.00 PC				
18		Sabbia e ghiaia microciottolosa, da moderatamente addensata a addensata.	18.50							
19		Intercalazioni di limo argilloso e sabbioso, bruno da m								
20		Sabbia incoerente da grigio ad arancio, da moderatamente addensata a addensata.	20.50							
21		Argilla limosa e sabbiosa, grigia con screziature arancio, da moderatamente consistente a consistente.	20.90							
22		Sabbia microciottolosa con legante limoso-argilloso, grigia con screziature arancio, moderatamente addensata, sfumante in sabbia conchigliare poco addensata.	23.00			5-4-5				
23						22.00 PC				
24		SUBSTRATO LAPIDEO: ignimbrite fratturata con giunti suborizzontali e subverticali.	24.50							
25										

Campioni: S-Pareti Sottili, O-Osterberg, M-Mazzer, R-Rimaneggiato, R-Rimaneggiato da SPT

Perforazione:CS-Carotere Semplice, CD-Carotere Doppio, EC-Elica Continua

Prove SPT:PA-Punta Aperta, PC-Punta Chiusa

Carotaggio:Continuo 101 mm

Sonda Hydra Joy 3

Responsabile

Palo trivellato ponte Carloforte

Descrizione	PALO 400
Diametro punta	0,40 m
Lunghezza	24,00 m
Tipo	Trivellato
Densità relativa strato punta palo	80,00
Portanza di punta calcolata con:	Vesic
Profondità falda da piano campagna	0,50 m
Calcestruzzo tipo	1
Acciaio tipo	1

Archivio materiali

Conglomerati

Nr.	Classe Calcestruzzo	fck,cubi [Kg/cm2]	Ec [Kg/cm2]	fck [Kg/cm2]	fcd [Kg/cm2]	fctd [Kg/cm2]	fctm [Kg/cm2]
1	C20/25	250	299600	200	113,3	10,1	22,1

Acciai:

Nr.	Classe Acciaio	Es [Kg/cm2]	fyk [Kg/cm2]	fyd [Kg/cm2]	ftk [Kg/cm2]	ftd [Kg/cm2]	ep_tk	epd_ult	B1*B2 in.	B1*B2 fin.
1	B450C	2000000	4500	3913	4500	3913	.075	.0675	1	0,5

Stratigrafia

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

Strat. 1

Nr.	Hs	Peso unità di volume [kg/m³]	Peso Unità di volume saturato [kg/m³]	c [kg/cm²]	Fi (°)	Attrito negativo	Alfa	Modulo elastico [kg/cm²]	Vs [m/s]	Descrizione litologica
1	23,00	1850,00	1850,00	0,00	32,00	No	0,94	200,00	0	Sabbie
2	10,00	2300,00	2400,00	2,00	45,00	No	0,15	59559,00	0	Lapideo

Carico limite

Stratigrafia	Nq	Nc	Fi/C strato punta Palo (°)/[kg/cm²]	Peso palo [kg]	Carico limite punta [kg]	Carico limite laterale [kg]	Carico limite [kg]	Attrito negativo [kg]	Carico limite orizzontale [kg]
A1+M1+R3	121,04	125,40	43,75/2,00	7539,82	684037,40	94512,66	771010,30	--	7901,14 [Lungo]

Corto si rompe il terreno senza che la sezione si plasticizzi. Medio si rompe la sezione in c.a. prima del terreno (una sola cerniera plastica). Lungo si rompe la sezione in c.a. prima del terreno (due cerniere plastiche).

RESISTENZA DI PROGETTO CARICHI ASSIALI

Resistenza caratteristica carichi assiali. Nome combinazione: A1+M1+R3

Numero verticali di indagine 1
Fattore correlazione verticale indagate media (xi3) 1,70
Fattore correlazione verticale indagate minima (xi4) 1,70

	Rc, Min [kg]	Rc, Media [kg]	Rc, Max [kg]
Base	684037,40	684037,40	684037,40
Laterale	94512,66	94512,66	94512,66
Totale=Base+Laterale-Peso palo	771010,30	771010,30	771010,30

Coefficiente parziale resistenza caratteristica R3
Base 1,35
Laterale 1,15
Resistenza di progetto base 298055,50 kg
Resistenza di progetto laterale 48344,07 kg
Resistenza di progetto 338859,80 kg
Azioni di progetto 131000,00 kg
Fattore sicurezza verticale 2,59

Resistenza di progetto carichi trasversali

Resistenza caratteristica carichi assiali. Nome combinazione		A1+M1+R3
Numero verticali di indagine		1
Fattore correlazione verticale indagate media (xi3)		1,70
Fattore correlazione verticale indagate minima (xi4)		1,70
Momento plasticizzazione		5314,87 kgm
Rc, Min [kg]	Rc, Media [kg]	Rc, Max [kg]
7901,14	7901,14	7901,14
Coefficiente parziale resistenza caratteristica		1,3
Resistenza di progetto		3575,18 kg

Modello ad elementi finiti

Max spostamento lineare del terreno	0,013	cm
Tipo analisi	Lineare	
Massimo numero di iterazioni	1,00	
Fattore di riduzione molla fondo scavo	1,00	
Numero di elementi	9,00	
Nodo sulla superficie del terreno [< n° nodi]	1,00	
Modulo di reazione Ks	Bowles	

Carichi

Forze orizzontali (Fo) positive dirette da destra a sinistra. Forze verticali (Fv) positive dirette verso il basso. Coppie (M) positive orarie.

Nodo	Fo [kg]	M [kgm]	Fv [kg]
1	0,00	0,00	131000,00

ANALISI AD ELEMENTI FINITI

El. No	Lunghezza [m]	Ks [kg/cm³]	Sforzo normale [kg]	Momento [kgm]
1	2,67	0	131000	0
2	2,67	0,428	131837,8	0
3	2,67	0,428	132675,5	0
4	2,67	0,428	133513,3	0
5	2,67	0,428	134351,1	0
6	2,67	0,428	135188,8	0
7	2,67	0,428	136026,6	0
8	2,67	0,428	136864,4	0
9	2,67	143,459	137702,1	0
10		143,459	138539,9	0

ARMATURE

Nodo	Z [m]	Nd [kg]	Nr. Barre Diametr o	Nu [kg]	Mu [kgm]	Ver. Presso- Flessione	Def.Max Cls	Def.Max Fe	Asse Neutr o [cm]	Sicurezza taglio	Cond. Verifica Taglio
1	0	131000,00	9Ø12	130990,75	-6116,00	Verificata	3,50E-03	-1,93E-04	15,07	18138,25	Verificata
2	2,67	131837,77	9Ø12	131837,85	-6040,98	Verificata	3,50E-03	-1,72E-04	15,27	18138,25	Verificata
3	5,33	132675,53	9Ø12	132682,02	-5964,40	Verificata	3,50E-03	-1,51E-04	15,47	18138,25	Verificata
4	8	133513,30	9Ø12	133507,23	-5889,38	Verificata	3,50E-03	-1,30E-04	15,68	18138,25	Verificata
5	10,67	134351,06	9Ø12	134341,71	-5812,20	Verificata	3,50E-03	-1,09E-04	15,88	18138,25	Verificata
6	13,33	135188,83	9Ø12	135198,44	-5732,13	Verificata	3,50E-03	-8,80E-05	16,09	18138,25	Verificata
7	16	136026,59	10Ø12	136020,89	-6133,68	Verificata	3,50E-03	-1,35E-04	15,63	18138,25	Verificata
8	18,67	136864,36	10Ø12	136861,19	-6051,71	Verificata	3,50E-03	-1,14E-04	15,83	18138,25	Verificata
9	21,33	137702,13	10Ø12	137709,52	-5967,74	Verificata	3,50E-03	-9,27E-05	16,05	18138,25	Verificata
10	24	138539,89	10Ø12	138539,41	-5885,33	Verificata	3,50E-03	-7,17E-05	16,26	18138,25	Verificata