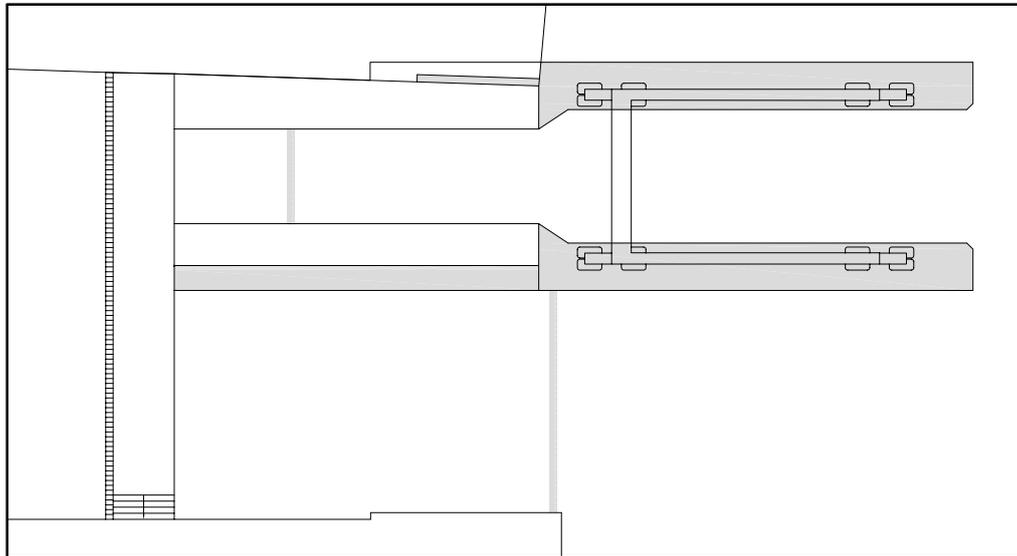


**REGIONE MARCHE**  
**COMUNE DI S. BENEDETTO DEL TRONTO**  
 PROVINCIA DI ASCOLI PICENO



**PORTO DI S. BENEDETTO DEL TRONTO**  
**INTERVENTO DI AMPLIAMENTO DELLO SCALO DI ALAGGIO**  
**DEL PORTO PESCHERECCIO**  
**PROGETTO DEFINITIVO**

0	Giugno 2010	EMISSIONE			
INDICE	DATA	MODIFICHE	DISEGNATO	CONTROLLATO	APPROVATO

COMMITTENTE:

**COMUNE DI S. BENEDETTO DEL TRONTO**

IL RESPONSABILE DEL PROCEDIMENTO  
 ING. ENRICO OFFIDANI

PROGETTAZIONE:



**SEACON s.r.l.**

Viale Parioli, 60 - 00197 Roma



*Il Direttore Tecnico*  
 (Ing. Massimo Vitellozzi)

PROGETTO	ELABORATO	SCALA	TITOLO
148 01 09 SEA	R 002	□ □ □ □ □ □ □ □	<b>RELAZIONE GEOTECNICA E SISMICA</b>

Il progettista si riserva la proprietà di questo elaborato con la proibizione di riprodurlo o trasferirlo a terzi senza autorizzazione scritta.  
 This document is property of designer. Reproduction and divulgation forbidden without written permission.

**REGIONE MARCHE**  
**COMUNE DI S. BENEDETTO DEL TRONTO**  
**PORTO DI S. BENEDETTO DEL TRONTO**  
**INTERVENTO DI AMPLIAMENTO DELLO SCALO DI ALAGGIO**  
**DEL PORTO PESCHERECCIO**

**PROGETTO DEFINITIVO**

**RELAZIONE GEOTECNICA E SISMICA**

**INDICE**

<b>1. NORMATIVA DI RIFERIMENTO.....</b>	<b>2</b>
<b>2. INDAGINI EFFETTUATE.....</b>	<b>2</b>
<b>3. INQUADRAMENTO GEOLOGICO .....</b>	<b>2</b>
<b>4. RELAZIONE SUI MATERIALI E LORO CARATTERISTICHE .....</b>	<b>3</b>
<b>5. CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA DEI TERRENI DI FONDAZIONE..</b>	<b>7</b>
<b>6. DEFINIZIONE DELLE AZIONI E CARATTERIZZAZIONE SISMICA .....</b>	<b>8</b>
<b>7. VERIFICA DELLA CAPACITA' PORTANTE DEI PALI .....</b>	<b>10</b>
<b>8. VERIFICA DEI PALI ALLE AZIONI ORIZZONTALI .....</b>	<b>17</b>
<b>9. INTERVENTO DI RINFORZO DELLA BANCHINA CON MICROPALI.....</b>	<b>20</b>

## 1. NORMATIVA DI RIFERIMENTO

Nell'esecuzione dei calcoli riportati nella presente relazione, nonché riguardo ai principi generali di progettazione, analisi e verifica, si fa riferimento alla vigente normativa ed in particolare:

- [1] **Legge 05/11/1971 n. 1086**: Norme per la disciplina delle opere di conglomerato cementizio armato, normale e precompresso e da struttura metallica.
- [2] **Legge 02/02/1974 n. 64**: Provvedimenti per le costruzioni con particolari prescrizioni per le zone sismiche.
- [3] **D.M. Min. Infrastrutture 14/01/2008**: Approvazione delle nuove Norme Tecniche per le costruzioni. (S.O. alla G.U. n.29 del 04.02.08 S.G.)
- [4] **Circ. Min. Infrastrutture e Trasporti 02/02/2009, n.617 C.S.LL.PP.**: Istruzioni per l'applicazione delle "nuove Norme Tecniche per le costruzioni" di cui al D.M. 14.01.2008. (S.O. alla G.U. n.27 del 26.02.2009, n.47)

I calcoli sono stati condotti secondo le disposizioni della normativa tecnica di cui al D.M. 14/01/2008 [3], tenendo conto della relativa circolare esplicativa [4].

Tutti i calcoli di stabilità sono svolti secondo gli usuali metodi della Scienza e Tecnica delle Costruzioni e della geotecnica, nel rispetto delle normative vigenti sopra citate.

Le verifiche di sicurezza sono effettuate mediante il metodo degli stati limite basato sull'impiego dei coefficienti parziali di sicurezza ([3] p.2.3)

## 2. INDAGINI EFFETTUATE

Nel presente progetto definitivo si fa riferimento :

- alle esperienze acquisite nel corso dei lavori di realizzazione delle vie di corsa esistenti e delle prove di carico condotte su pali di progetto e su pali definitivi nel corso dei lavori;
- ad indagini effettuate nel 2010 dalla società METIS srl di Senigallia con l'ausilio di una sonda IPC/D cingolata, posta su un pontone galleggiante modulare, consistenti in n. 2 sondaggi geomeccanici a rotazione con aste di carotaggio continuo, ubicati uno per ogni prolungamento del molo in progetto e spinti sino alla profondità di 25 metri dal piano del fondale, con un battente d'acqua per entrambi i sondaggi di circa 5 metri s.l.m. ; nelle singole postazioni, sondaggio S1 e S2, sono state eseguite n. 2 SPT in foro, su materiali incoerenti, rispettivamente alla quota -3.00 metri e - 7.00 metri dal fondale, e sono stati estratti due campioni indisturbati nei materiali coesivi.

## 3. INQUADRAMENTO GEOLOGICO

(vedi R 002 - RELAZIONE GEOLOGICA)

Per comprendere l'attuale distribuzione dei sedimenti nei fondali e' fondamentale risalire all'ultimo evento climatico che ha interessato l'Italia: la glaciazione wurmiana.

A causa di questa i mari si abbassarono, e successivamente si rialzarono, con un livello massimo raggiunto all'incirca 6.000 anni fa. Cessata la rapida ingressione marina, la situazione litologica dei fondali sotto costa fu controllata essenzialmente dagli apporti solidi fluviali. Questi, oltre a far avanzare la costa di alcune centinaia di metri, ricoprono

le sabbie e le ghiaie, formatesi durante l'ingressione, con depositi limosi ed argillosi. Questi depositi sottili tuttavia depositarono in una ristretta fascia sottocosta, della larghezza di qualche decina di chilometri.

Da riva verso il largo si assiste quindi ad un passaggio da una prevalenza di sabbie e ghiaie, nella zona di trasporto litoraneo, ad una prevalenza di peliti alle profondità più elevate.

Ai fini del presente studio le condizioni di deposizione dei materiali sedimentari non presentano discontinuità stratigrafiche e morfologiche né, naturalmente, idrogeologiche.

Il territorio è delimitato idrograficamente a nord dal torrente Albula e a sud dal F. Tronto ed è attraversato da una serie di torrenti con andamento W-E a regime stagionale che risentono notevolmente delle condizioni climatiche tanto che gli incrementi di portata sono strettamente influenzati dal regime delle precipitazioni.

Il substrato nell'area in esame lo si raggiunge mediamente dopo circa uno spessore di 10-12 metri formato da sabbie fini e finissime di spiaggia, ed è costituito da depositi pelitici costituiti da argille e argille marnose laminate, con frequenti e sottili intercalazioni di strati sabbiosi fini.

#### 4. RELAZIONE SUI MATERIALI E LORO CARATTERISTICHE

Le caratteristiche dei materiali previsti per la realizzazione delle opere in oggetto, a cui si è fatto riferimento per la redazione dei calcoli statici di seguito riportati, sono le seguenti:

##### *Strutture in calcestruzzo armato*

- Calcestruzzo per sottofondazioni:  $R_{ck} \geq 15 \text{ MPa}$  (Classe C12/15)  
[3] p.4.1
- Calcestruzzo per strutture:  $R_{ck} \geq 45 \text{ MPa}$  (Classe C35/45)  
[3] p.4.1
- Acciaio in barre ad aderenza migliorata **B450C** [3] p.11.3.2.1

##### *Micropali*

- Acciaio per laminati a caldo con profili a sezione cava tipo **S355**. [3] p.11.3.4
- Malta di cemento per micropali:  $R_{ck} \geq 45 \text{ MPa}$  (Classe C35/45)  
[3] p.4.1

Per quanto riguarda gli aspetti specifici relativi ai materiali in questione, ed in particolare quelli relativi all'identificazione, qualificazione ed accettazione (ed i relativi oneri da parte del Direttore dei Lavori), si fa riferimento a [3] Cap.11.

Al fine di garantire la durabilità dell'opera (vedi specifico punto seguente), si prescrive in ciascuna parte dell'opera stessa un copriferro almeno pari a 5 cm.

#### **VALORI CARATTERISTICI E RESISTENZE DI CALCOLO**

I valori caratteristici e le conseguenti resistenze di calcolo dei materiali in questione sono di seguito elencati:

Strutture in calcestruzzo armato

<u>CALCESTRUZZO</u>	Classe	35/45			
		[3] §			
Resistenza caratteristica cubica			$R_{ck} =$	<b>45</b>	<b>N/mm<sup>2</sup></b>
Resistenza caratteristica cilindrica	11.2.10.1		$f_{ck} =$	37.35	N/mm <sup>2</sup>
Resistenza media cilindrica	11.2.10.1		$f_{cm} =$	45.35	N/mm <sup>2</sup>
Resistenza a trazione media	11.2.10.2		$f_{ctm} =$	3.35	N/mm <sup>2</sup>
Resistenza a trazione caratt. Fratt 5%	11.2.10.2		$f_{ctk,5} =$	2.35	N/mm <sup>2</sup>
Resistenza a trazione caratt. Fratt 95%	11.2.10.2		$f_{ctk,95} =$	4.36	N/mm <sup>2</sup>
Modulo Elastico	11.2.10.3		$E_c =$	34625.49	N/mm <sup>2</sup>
Ceff. Dilataz. Termica	11.3.10.5		$\alpha =$	0.00001	1/°C

<u>ACCIAIO</u>	B450C				
		[3] §			
Tensione caratteristica di snervamento	11.3.2.1		$f_{yk} =$	<b>450</b>	<b>N/mm<sup>2</sup></b>

<u>VALORI DI CALCOLO</u>					
$\alpha_{cc} =$	<b>0.85</b>	(p.4.1.2.1.1.1)			
$\gamma_c =$	<b>1.5</b>	(p.4.1.2.1.1.1)			
$\gamma_s =$	<b>1.15</b>	(p.4.1.2.1.1.3)			
			[3] §		
<b>Resistenza di calcolo a compress del cls</b>	<b>(p.4.1.2.1.1.1)</b>		$f_{cd} =$	<b>21.2</b>	N/mm <sup>2</sup>
Redsistenza di calcolo a trazione del cls	(p.4.1.2.1.1.2)		$f_{ctd} =$	1.56	N/mm <sup>2</sup>
<b>Resistenza di calcolo dell'acciaio</b>	<b>(p.4.1.2.1.1.3)</b>		$f_{yd} =$	<b>391.3</b>	N/mm <sup>2</sup>
Tens. Tang di aderenza acciaio-cls	(p.4.1.2.1.1.4)		$f_{bd} =$	3.52	N/mm <sup>2</sup>
<i>Deformazioni caratteristiche del cls (classe inferiore a C50/60) p.4.1.2.1.2.2.</i>					
			$\varepsilon_{c2} =$	0.20	%
			$\varepsilon_{c3} =$	0.175	%
			$\varepsilon_{cu} =$	0.35	%
			$\varepsilon_{cA} =$	0.07	%
(*) : $\eta = 1$ per diametro $\phi < 30$ mm					

Pali trivellati in calcestruzzo armato

<b><u>CALCESTRUZZO</u></b>		<b>Classe</b>	<b>40/50</b>	paragrafo	Eq.			
Resistenza caratteristica cubica						<b>Rck=</b>	<b>50</b>	<b>N/mm2</b>
Resistenza caratteristica cilindrica				11.2.10.1		<i>fck</i> =	41.5	N/mm2
Resistenza media cilindrica				11.2.10.1		<i>fcm</i> =	49.5	N/mm2
Resistenza a trazione media				11.2.10.2		<i>fctm</i> =	3.60	N/mm2
Resistenza a trazione caratt. Fratt 5%				11.2.10.2		<i>fctk,5</i> =	2.52	N/mm2
Resistenza a trazione caratt. Fratt 95%				11.2.10.2		<i>fctk,95</i> =	4.67	N/mm2
Modulo Elastico				11.2.10.3		<i>Ec</i> =	35547.11	N/mm2
Ceff. Dilataz. Termica				11.3.10.5		<i>alfa</i> =	0.00001	1/°C
<b><u>VALORI DI CALCOLO</u></b>								
<i>alfa_cc</i> =	<b>0.85</b>		(p.4.1.2.1.1.1)					
<i>gamma_c</i> =	<b>1.5</b>		(p.4.1.2.1.1.1)					
				paragrafo	Eq.			
<b>Resistenza di calcolo a compres del cls</b>				<b>(p.4.1.2.1.1.1)</b>		<b><i>f_cd</i>=</b>	<b>23.5</b>	<b>N/mm2</b>
Redsistenza di calcolo a trazione del cls				(p.4.1.2.1.1.2)		<i>f_ctd</i> =	1.68	N/mm2
								N/mm2
Tens. Tang di aderenza acciaio-cls				(p.4.1.2.1.1.4)		<i>f_bd</i> =	3.78	(*)
<i>Deformazioni caratteristiche del cls (classe inferiore a C50/60) p.4.1.2.1.2.2.</i>								
						<i>eps_c2</i> =	0.20	%
						<i>eps_c3</i> =	0.175	%
						<i>eps_cu</i> =	0.35	%
						<i>eps_c4</i> =	0.07	%

### **PRESCRIZIONI SPECIFICHE PER IL CALCESTRUZZO E LA SUA DURABILITÀ**

Con riferimento al §4.1.6.1.3 di [3], al fine della protezione delle armature dalla corrosione il valore minimo dello strato di ricoprimento di calcestruzzo (copriferro) si può fare riferimento alla seguente tabella, nella quale sono distinte le tre condizioni ambientali riportate nella Tab. 4.1.IV di [3].

**Tabella - Copriferri minimi in mm**

$C_{min}$	$C_o$	ambiente	barre da c.a. elementi a piastra		barre da c.a. altri elementi	
			$C \geq C_o$	$C_{min} \leq C < C_o$	$C \geq C_o$	$C_{min} \leq C < C_o$
C25/30	C35/45	ordinario	15	20	20	25
C28/35	C40/50	aggressivo	25	30	30	35
C35/45	C45/55	molto aggr.	35	40	40	45

Tali valori, validi per con vita nominale di 50 anni (Tipo 2 secondo la Tab. 2.4.I di [3]), vanno aumentati di 10 mm per le costruzioni con vita nominale di 100 anni (Tipo 3 secondo la citata Tab. 2.4.I di [3]). Per classi di resistenza inferiori a  $C_{min}$  i valori della tabella sono da aumentare di ulteriori 5 mm.

Nel caso in esame nel presente progetto, si ha:

ambiente: *molto aggressivo* (classe *XS3*, zona delle maree e degli spruzzi)

Classe C 35/45:  $C = C_{\min}$  per elementi a piastra

Vita Utile: 100 anni

**Copriferro minimo = 50 mm**

**Classe del cls minima consigliata :  $R_{ck} = 45$  MPa**

Tali parametri sono in accordo con le prescrizioni di progetto.

Con riferimento alle Linee Guida Calcestruzzo Strutturale del Servizio Tecnico Centrale del Consiglio Superiore dei LL.PP., si prescrivono le seguenti caratteristiche per il calcestruzzo da utilizzare:

- **Classe di esposizione XS3** (nella zona delle maree e degli spruzzi);
- **Rapporto a/c massimo:  $a/c = 0.40$ ,**
- **Tipo di cemento: pozzolanico o d'altoforno con classe di resistenza 32,5**  
(marcato CE secondo UNI-EN 197-1);
- **Dosaggio minimo di cemento:  $370 \text{ Kg/m}^3$ ;  $400 \text{ Kg/m}^3$  per i pali**
- **Aggregato non gelivo**: conforme e marcato CE secondo UNI EN 12620:2002, dimensione massima  $32\text{mm}$ ;
- **Resistenza caratteristica:  $R_{ck} = 45 \text{ MPa}$  ;  $R_{ck} = 50 \text{ MPa}$  per i pali**
- **Copriferro minimo:  $c = 50 \text{ mm}$**
- **Impermeabilità del calcestruzzo**: secondo ISO 7031;
- **Stagionatura**: durante il periodo di stagionatura, le superfici del getto dovranno essere protette, o con la stessa cassetatura, ovvero con provvedimenti alternativi quali nebulizzazione di acqua, applicazione di membrane antievaporazione etc.
- **Classe di consistenza**: la misura di consistenza, effettuata con la prova di abbassamento al cono, dovrà indicare una classe pari a S3 (consistenza *semifluida* abbassamento da 100 a 150 mm), con l'aggiunta di additivi fluidificanti per mantenere basso il rapporto acqua-cemento.

## 5. CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA DEI TERRENI DI FONDAZIONE

Nella zona delle nuove opere è presente in superficie uno strato di terreno di recente deposizione di (LITOTIPO 1) sabbie a granulometria fine da debolmente limose a limose. Lo strato in questione, presente sino ad una profondità massima di 12 m (S1) dal fondale marino presenta parametri geomeccanici buoni, testimoniati da valori  $N_{spt}$  compresi tra 55 colpi/piede e valori superiori al rifiuto strumentale ( $N_{spt} \geq 60$  colpi/piede) caratteristici di depositi prevalentemente granulari addensati.

Questo banco sabbioso, ricopre un banco poco sovraconsolidato della fine del Pleistocene (LITOTIPO 2), costituito da argille limose con grado di consistenza discreto.

Il livello risulta caratterizzato da un grado di consistenza medio-alto, testimoniato da valori di Pocket penetrometer mediamente oscillanti tra 2 kg/cmq e 3 kg/cmq.

Tutte le indagini dunque consentono di individuare, in un quadro coerente ed unitario, la successione stratigrafica dei terreni in cui ricadono le opere in progetto, con piccole variazioni che potranno essere eventualmente valutate in corso d'opera.

Sulla base dei risultati della nuova campagna di prove, delle caratteristiche dei manufatti, del profilo stratigrafico, delle elaborazioni dei risultati delle indagini geotecniche in sito e delle prove di laboratorio, si definisce un modello geotecnico di sottosuolo che tiene conto anche dell'effettivo posizionamento dei sondaggi e delle esperienze analoghe nelle zone limitrofe.

I parametri adottati nelle successive analisi, coerentemente alle relazioni di caratterizzazione geotecnica dei diversi progetti ricadenti nella zona in esame, sono riassunti nella tabella seguente.

Una considerazione va effettuata sui valori delle caratteristiche meccaniche dei terreni in tensioni efficaci, e quindi rappresentative delle condizioni a lungo termine. Infatti i risultati delle prove di laboratorio derivano dal confronto tra i risultati di una prova di taglio diretto ed di una prova triassiale consolidata e non drenata. In questo caso, in favore della sicurezza è stato individuato un valore della coesione  $c'$  pari a circa 18 kN/m<sup>2</sup> rappresentativo del valore minimo tra i due.

		LITOTIPO 1	LITOTIPO 2
<b>Parametro</b>	<b>Spessore (m)</b>	12	>13
$\gamma$	[kN/m <sup>3</sup> ]	18	20
<b>E<sub>ed</sub></b>	[kN/m <sup>2</sup> ]	-	10.000
<b>E'</b>	[kN/m <sup>2</sup> ]	33.000	-
$\nu'$	[-]	0,30	0,35
<b>D<sub>r</sub></b>	[-]	85%	-
<b>c'</b>	[kN/m <sup>2</sup> ]	0	18
$\phi'$	[°]	35	27
<b>C<sub>u</sub></b>	[kN/m <sup>2</sup> ]	-	100

Dove:

$\gamma$	Peso dell'unità di volume del terreno
<b>Eed</b>	Modulo edometrico
<b>E'</b>	Modulo di Young
<b>v'</b>	Coefficiente di Poisson
<b>Dr</b>	Desità relativa (sabbie)
<b>c'</b>	Coesione efficace
<b><math>\phi'</math></b>	Angolo di attrito efficace

## 6. DEFINIZIONE DELLE AZIONI E CARATTERIZZAZIONE SISMICA

La valutazione preliminare della sicurezza è effettuata con il metodo degli stati limite basato sull'uso dei coefficienti parziali di sicurezza, in conformità con i principi di cui al cap.2 di [3]. In particolare, ai fini del dimensionamento preliminare delle opere si effettueranno le verifiche agli Stati Limite Ultimi (SLU).

Al fine della valutazione della sicurezza e delle prestazioni attese si assumono le seguenti posizioni:

Vita Nominale  $V_N \geq 100$  anni ([3] p.2.4.1)  
 Classe d'uso II ([3] p.2.4.2)  $C_U = 1$   
 Periodo di riferimento per l'azione sismica:  $V_R = V_N C_U = 100$  anni ([3] p.2.4.3)

Ai fini delle azioni con cui dimensionare l'opera si considerano:

### Azioni Permanenti ( $G$ )

Permanenti Strutturali ( $G_1$ ): p.p. degli elementi strutturali, pulvino, impalcato, etc. (peso dell'unità di volume di elementi in c.a. pari a  $25 \text{ kN/m}^3$ );

**345 kN** su ogni palo  $\phi$  1000 pontile nuovo  
**274 kN** su ogni palo  $\phi$  800 pontile esistente  
**319 kN** su ogni palo  $\phi$  800 allargamento pontile esistente

Permanenti non Strutturali ( $G_2$ ): p.p. elementi non strutturali: pavimentazioni, etc.

### Azioni Variabili ( $Q_i$ )

Sovraccarico variabile ( $Q$ ): Gru in esercizio sulla banchina

6850 kN per gru in esercizio  
 7195 kN gru in esercizio con terremoto  
 1800 kN valore di riferimento per ogni carrello  $L=6\text{m}$   
**360 kN** **valore di rif. per ogni palo**  
**300 kN** **valore di rif. per ogni palo  $\phi$  800 allarg. pontile esistente**

*Azioni Sismiche (E)*: azione derivante dal terremoto.

Nei confronti dell'azione sismica si considerano i seguenti Stati Limite ([3] p.3.2.1):

Quale stato limite ultimo:

- **Stato Limite di salvaguardia della Vita (SLV)**:

La Probabilità di superamento nel periodo di riferimento  $V_R = 100$  anni è pari a  $\underline{P_{VR} = 10\%}$ , di conseguenza il periodo di ritorno dell'azione da considerare per lo SLV è pari a:

$$T_R = -\frac{V_R}{\ln(1 - P_{VR})} = 949 \text{ anni ;}$$

Dall'elaborazione della Tabella 1 dell'Allegato "Pericolosità Sismica" di [3], si ricavano i parametri caratterizzanti l'azione sismica,  $a_g$ ,  $F_o$  e  $T_c^*$  riferite al sito identificato nel Comune di S.Benedetto del Tronto  
per  $V_R = 100$  anni

	$T_R$	$a_g$ [g]	$F_o$	$T_c^*$ [s]
SLV	949	0.236	2.516	0.317

Relativamente alla tipizzazione dei terreni di fondazione, questi risultano di categoria C. Per quanto riguarda invece i coefficienti di categoria, si fa riferimento alle nuove Norme Tecniche:

Categoria di sottosuolo: C ([3] p.3.2.2);

Condizioni topografiche: T1 terreno pianeggiante ([3] p.3.2.2);

A seguito dell'applicazione dei criteri di cui al Cap.7 delle Norme Tecniche, i coefficienti orizzontali e verticali da applicare risultano:

$$K_v = 0,05$$

$$K_h = 0.1$$

Pertanto in condizioni sismiche SLV, sui diversi pali si avranno le seguenti azioni:

**su ogni palo  $\phi$  1000 pontile nuovo:**

permanente = 362 KN

variabile = 378 KN

**su ogni palo  $\phi$  800 pontile esistente**

permanente = 288 KN

variabile = 378 KN

**su ogni palo  $\phi$  800 allargamento pontile esistente**

permanente = 335 KN

variabile = 315 KN

I valori sopra riportati possono essere considerati in favore di sicurezza in quanto la redistribuzione dei carichi è stata limitata ai pali interessati dall'impronta del singolo carrello trascurando la redistribuzione indotta dalla soletta rigida.

Per quanto attiene al carico indotto dalla gru sull'allargamento del pontile esistente, si è considerato che il 50% dell'impronta di ogni carrello insista su n.3 pali  $\phi$  800.

## 7. VERIFICA DELLA CAPACITA' PORTANTE DEI PALI

Le verifiche di sicurezza sono state condotte secondo l'Approccio 2, sia a breve termine che a lungo termine:

(A1+M1+R3)

Nelle verifiche effettuate con l'approccio 2 che siano finalizzate al dimensionamento strutturale il coefficiente  $\gamma_R$  non deve essere portato in conto (cfr.DM 2008).

Poiché il palo è di grande diametro, la resistenza alla punta è una parte significativa del carico limite, ma nel contempo, mentre la resistenza laterale risulta completamente mobilitata, quella alla punta lo è solo in parte.

Pertanto la progettazione è stata condotta sulla considerazione di uno *stato limite di servizio* e il valore di  $N_q$  è stato scelto con l'approccio illustrato da Viggiani (2000) che fa riferimento ad un valore ridotto corrispondente a cedimenti compresi tra 0.06D e 0.1D.

In allegato si riportano le seguenti verifiche:

- Palo  $\phi$  1000 pontile nuovo
- Palo  $\phi$  800 pontile esistente

Le verifiche danno esito positivo, con coefficienti di sicurezza residui rispettivamente pari a:

OPERA	Fs residuo verifica statica	Fs residuo sisma
Pontile esistente $\Phi$ 800	1,00	1,38
Allargamento pontile $\Phi$ 800	1,07	1,42
Pontile nuovo $\Phi$ 1000	1,30	1,78

Va sottolineato che il coefficiente di sicurezza residuo risulta sottostimato, in quanto in favore della sicurezza si è scelto un angolo di attrito delle sabbie pari a 35°, da considerarsi ampiamente cautelativo con valori di  $N_{SPT} > 50$  quali quelli misurati nei sondaggi S1 ed S2.

Di seguito gli elaborati numerici delle verifiche in argomento.

**CALCOLO DELLA CAPACITA' PORTANTE DI UN PALO TRIVELLATO DI GRANDE DIAMETRO**

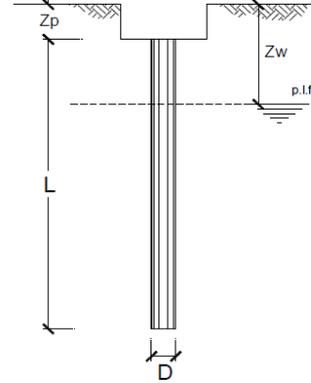
**CANTIERE:** S.Benedetto Tronto

**OPERA:** Allarg. Nuovo - Verifica L.T. - SISMA

**DATI DI INPUT:**

Diametro del Palo (D): 0,80 (m) Area del Palo (Ap): 0,503 (m<sup>2</sup>)  
 Quota testa Palo dal p.c. (z<sub>p</sub>): 0,00 (m) Quota falda dal p.c. (z<sub>w</sub>): 0,00 (m)  
 Carico Assiale Permanente (G): 365 (kN) Carico Assiale variabile (Q): 315 (kN)  
 Numero di strati 2 Lpalo = 16,00 (m)

coefficienti parziali		azioni		resistenza laterale e di base		
Metodo di calcolo		permanenti γ <sub>G</sub>	variabili γ <sub>Q</sub>	γ <sub>b</sub>	γ <sub>s</sub>	γ <sub>s</sub> traz
SLU	A1+M1+R1	1,30	1,50	1,00	1,00	1,00
	A2+M1+R2	1,00	1,30	1,70	1,45	1,60
	A1+M1+R3	1,30	1,50	1,35	1,15	1,25
	SISMA	1,00	1,00	1,35	1,15	1,25
DM88	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	
definiti dal progettista		1,10	1,20	1,50	1,30	1,30



n	1	2	3	4	5	7	≥10	T.A.	prog.
ξ <sub>3</sub>	1,70	1,65	1,60	1,55	1,50	1,45	1,40	1,00	1,00
ξ <sub>4</sub>	1,70	1,55	1,48	1,42	1,34	1,28	1,21	1,00	1,00

**PARAMETRI MEDI**

Strato	Spess (-) (m)	Tipo di terreno	Parametri del terreno			
			γ (kN/m <sup>3</sup> )	c <sub>med</sub> (kPa)	φ <sub>med</sub> (°)	c <sub>u med</sub> (kPa)
1	12,00		19,00		35,0	
2	4,00		20,00	18,0	27,0	

Coefficienti di Calcolo			
k	μ	a	α
0,43	0,70		0,60
0,55	0,51		0,60

(n.b.: lo spessore degli strati è computato dalla quota di intradosso del plinto)

**PARAMETRI MINIMI (solo per SLU)**

Strato	Spess (-) (m)	Tipo di terreno	Parametri del terreno			
			γ (kN/m <sup>3</sup> )	c <sub>min</sub> (kPa)	φ <sub>min</sub> (°)	c <sub>u min</sub> (kPa)
1	12,00		19,00		35,0	
2	4,00		20,00	18,0	27,0	

Coefficienti di Calcolo			
k	μ	a	α
0,43	0,70		0,60
0,55	0,51		0,60

**RISULTATI**

Strato	Spess (-) (m)	Tipo di terreno	media					minima (solo SLU)				
			Q <sub>s1</sub> (kN)	N <sub>q</sub> (-)	N <sub>c</sub> (-)	q <sub>b</sub> (kPa)	Q <sub>bm</sub> (kN)	Q <sub>s1</sub> (kN)	N <sub>q</sub> (-)	N <sub>c</sub> (-)	q <sub>b</sub> (kPa)	Q <sub>bm</sub> (kN)
1	12,00		486,3					486,3				
2	4,00		358,0	12,70	22,97	2293,7	1152,9	358,0	12,70	22,97	2293,7	1152,9

**CARICO ASSIALE AGENTE**

$N_d = N_G \cdot \gamma_G + N_Q \cdot \gamma_Q$

$N_d = 680,0 \text{ (kN)}$

**CAPACITA' PORTANTE MEDIA**

base  $R_{b,cal med} = 1152,9 \text{ (kN)}$

laterale  $R_{s,cal med} = 844,3 \text{ (kN)}$

totale  $R_{c,cal med} = 1997,2 \text{ (kN)}$

**CAPACITA' PORTANTE MINIMA**

base  $R_{b,cal min} = 1152,9 \text{ (kN)}$

laterale  $R_{s,cal min} = 844,3 \text{ (kN)}$

totale  $R_{c,cal min} = 1997,2 \text{ (kN)}$

**CAPACITA' PORTANTE CARATTERISTICA**

$R_{b,k} = \text{Min}(R_{b,cal med}/\xi_3; R_{b,cal min}/\xi_4) = 698,8 \text{ (kN)}$

$R_{s,k} = \text{Min}(R_{s,cal med}/\xi_3; R_{s,cal min}/\xi_4) = 511,7 \text{ (kN)}$

**CAPACITA' PORTANTE DI PROGETTO**

$R_{c,d} = R_{bk}/\gamma_b + R_{sk}/\gamma_s$

$R_{c,d} = 962,5 \text{ (kN)}$

$F_s = R_{c,d} / N_d$

$F_s = 1,42$

**CALCOLO DELLA CAPACITA' PORTANTE DI UN PALO TRIVELLATO DI GRANDE DIAMETRO**

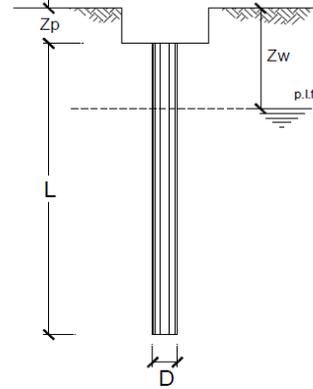
**CANTIERE:** S.Benedetto Tronto

**OPERA:** Allarg. Nuovo - Verifica L.T. - Statico

**DATI DI INPUT:**

Diametro del Palo (D): **0,80** (m) Area del Palo (Ap): **0,503** (m<sup>2</sup>)  
 Quota testa Palo dal p.c. (z<sub>p</sub>): **0,00** (m) Quota falda dal p.c. (z<sub>w</sub>): **0,00** (m)  
 Carico Assiale Permanente (G): **349** (kN) Carico Assiale variabile (Q): **300** (kN)  
 Numero di strati **2** Lpalo = **16,00** (m)

coefficienti parziali			azioni		resistenza laterale e di base		
Metodo di calcolo			permanenti γ <sub>G</sub>	variabili γ <sub>Q</sub>	γ <sub>b</sub>	γ <sub>s</sub>	γ <sub>s</sub> traz
SLU	A1+M1+R1	○	1,30	1,50	1,00	1,00	1,00
	A2+M1+R2	○	1,00	1,30	1,70	1,45	1,60
	A1+M1+R3	●	1,30	1,50	1,35	1,15	1,25
	SISMA	○	1,00	1,00	1,35	1,15	1,25
DM88	○	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	
definiti dal progettista			1,10	1,20	1,50	1,30	1,30



n	1	2	3	4	5	7	≥10	T.A.	prog.
ξ <sub>3</sub>	1,70	1,65	1,60	1,55	1,50	1,45	1,40	1,00	1,00
ξ <sub>4</sub>	1,70	1,55	1,48	1,42	1,34	1,28	1,21	1,00	1,00

**PARAMETRI MEDI**

Strato	Spess (m)	Tipo di terreno	Parametri del terreno			
			γ (kN/m <sup>3</sup> )	c <sub>med</sub> (kPa)	φ <sub>med</sub> (°)	c <sub>u,med</sub> (kPa)
1	12,00		19,00		35,0	
2	4,00		20,00	18,0	27,0	

Coefficienti di Calcolo			
k	μ	a	α
0,43	0,70		0,60
0,55	0,51		0,60

(n.b.: lo spessore degli strati è computato dalla quota di intradosso del plinto)

**PARAMETRI MINIMI (solo per SLU)**

Strato	Spess (m)	Tipo di terreno	Parametri del terreno			
			γ (kN/m <sup>3</sup> )	c <sub>min</sub> (kPa)	φ <sub>min</sub> (°)	c <sub>u,min</sub> (kPa)
1	12,00		19,00		35,0	
2	4,00		20,00	18,0	27,0	

Coefficienti di Calcolo			
k	μ	a	α
0,43	0,70		0,60
0,55	0,51		0,60

**RISULTATI**

Strato	Spess (m)	Tipo di terreno	media					minima (solo SLU)				
			Qs <sub>i</sub> (kN)	N <sub>q</sub> (-)	N <sub>c</sub> (-)	q <sub>b</sub> (kPa)	Q <sub>bm</sub> (kN)	Qs <sub>i</sub> (kN)	N <sub>q</sub> (-)	N <sub>c</sub> (-)	q <sub>b</sub> (kPa)	Q <sub>bm</sub> (kN)
1	12,00		486,3				486,3					
2	4,00		358,0	12,70	22,97	2293,7	1152,9	358,0	12,70	22,97	2293,7	1152,9

**CARICO ASSIALE AGENTE**

$N_d = N_G \cdot \gamma_G + N_Q \cdot \gamma_Q$

$N_d = 903,7$  (kN)

**CAPACITA' PORTANTE MEDIA**

base  $R_{b,cal med} = 1152,9$  (kN)

laterale  $R_{s,cal med} = 844,3$  (kN)

totale  $R_{c,cal med} = 1997,2$  (kN)

**CAPACITA' PORTANTE MINIMA**

base  $R_{b,cal min} = 1152,9$  (kN)

laterale  $R_{s,cal min} = 844,3$  (kN)

totale  $R_{c,cal min} = 1997,2$  (kN)

**CAPACITA' PORTANTE CARATTERISTICA**

$R_{b,k} = \text{Min}(R_{b,cal med}/\xi_3; R_{b,cal min}/\xi_4) = 698,8$  (kN)

$R_{s,k} = \text{Min}(R_{s,cal med}/\xi_3; R_{s,cal min}/\xi_4) = 511,7$  (kN)

**CAPACITA' PORTANTE DI PROGETTO**

$R_{c,d} = R_{bk}/\gamma_b + R_{sk}/\gamma_s$

$R_{c,d} = 962,5$  (kN)

$F_s = R_{c,d} / N_d$

$F_s = 1,07$

**CALCOLO DELLA CAPACITA' PORTANTE DI UN PALO TRIVELLATO DI GRANDE DIAMETRO**

**CANTIERE:** S. Benedetto Tronto

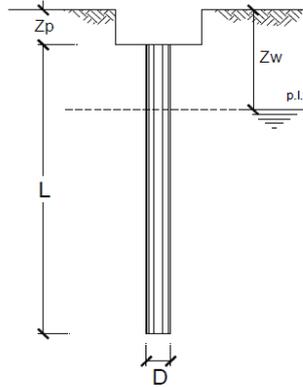
**OPERA:**

Pontile esistente - Verifica L.T. - SISMA

**DATI DI INPUT:**

Diametro del Palo (D): **0,80** (m)      Area del Palo (Ap): **0,503** (m<sup>2</sup>)  
 Quota testa Palo dal p.c. (z<sub>p</sub>): **0,00** (m)      Quota falda dal p.c. (z<sub>w</sub>): **0,00** (m)  
 Carico Assiale Permanente (G): **318** (kN)      Carico Assiale variabile (Q): **378** (kN)  
 Numero di strati **2**      L<sub>palo</sub> = **16,00** (m)

coefficienti parziali		azioni		resistenza laterale e di base		
Metodo di calcolo		permanenti	variabili	γ <sub>b</sub>	γ <sub>s</sub>	γ <sub>s</sub> traz
SLU	A1+M1+R1	1,30	1,50	1,00	1,00	1,00
	A2+M1+R2	1,00	1,30	1,70	1,45	1,60
	A1+M1+R3	1,30	1,50	1,35	1,15	1,25
	SISMA	1,00	1,00	1,35	1,15	1,25
DM88		1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
definiti dal progettista		1,10	1,20	1,50	1,30	1,30



n	1	2	3	4	5	7	≥10	T.A.	prog.
ξ <sub>3</sub>	1,70	1,65	1,60	1,55	1,50	1,45	1,40	1,00	1,00
ξ <sub>4</sub>	1,70	1,55	1,48	1,42	1,34	1,28	1,21	1,00	1,00

Strato	Spess (m)	Tipo di terreno	PARAMETRI MEDI			
			γ (kN/m <sup>3</sup> )	c <sub>med</sub> (kPa)	φ <sub>med</sub> (°)	c <sub>u med</sub> (kPa)
1	12,00		19,00		35,0	
2	4,00		20,00	18,0	27,0	

Coefficienti di Calcolo			
k	μ	a	α
0,43	0,70		0,60
0,55	0,51		0,60

(n.b.: lo spessore degli strati è computato dalla quota di intradosso del plinto)

Strato	Spess (m)	Tipo di terreno	PARAMETRI MINIMI (solo per SLU)			
			γ (kN/m <sup>3</sup> )	c <sub>min</sub> (kPa)	φ <sub>min</sub> (°)	c <sub>u min</sub> (kPa)
1	12,00		19,00		35,0	
2	4,00		20,00	18,0	27,0	

Coefficienti di Calcolo			
k	μ	a	α
0,43	0,70		0,60
0,55	0,51		0,60

**RISULTATI**

Strato	Spess (m)	Tipo di terreno	media					minima (solo SLU)				
			Q <sub>si</sub> (kN)	N <sub>q</sub> (-)	N <sub>c</sub> (-)	q <sub>b</sub> (kPa)	Q <sub>bm</sub> (kN)	Q <sub>si</sub> (kN)	N <sub>q</sub> (-)	N <sub>c</sub> (-)	q <sub>b</sub> (kPa)	Q <sub>bm</sub> (kN)
1	12,00		486,3					486,3				
2	4,00		358,0	12,70	22,97	2293,7	1152,9	358,0	12,70	22,97	2293,7	1152,9

**CARICO ASSIALE AGENTE**

$N_d = N_G \cdot \gamma_G + N_Q \cdot \gamma_Q$   
 $N_d = 696,0$  (kN)

**CAPACITA' PORTANTE MEDIA**

base  $R_{b,cal med} = 1152,9$  (kN)  
 laterale  $R_{s,cal med} = 844,3$  (kN)  
 totale  $R_{c,cal med} = 1997,2$  (kN)

**CAPACITA' PORTANTE MINIMA**

base  $R_{b,cal min} = 1152,9$  (kN)  
 laterale  $R_{s,cal min} = 844,3$  (kN)  
 totale  $R_{c,cal min} = 1997,2$  (kN)

**CAPACITA' PORTANTE CARATTERISTICA**

$R_{b,k} = \text{Min}(R_{b,cal med}/\xi_3; R_{b,cal min}/\xi_4) = 698,8$  (kN)  
 $R_{s,k} = \text{Min}(R_{s,cal med}/\xi_3; R_{s,cal min}/\xi_4) = 511,7$  (kN)

**CAPACITA' PORTANTE DI PROGETTO**

$R_{c,d} = R_{bk}/\gamma_b + R_{sk}/\gamma_s$        $F_s = R_{c,d} / N_d$   
 $R_{c,d} = 962,5$  (kN)       $F_s = 1,38$

**CALCOLO DELLA CAPACITA' PORTANTE DI UN PALO TRIVELLATO DI GRANDE DIAMETRO**

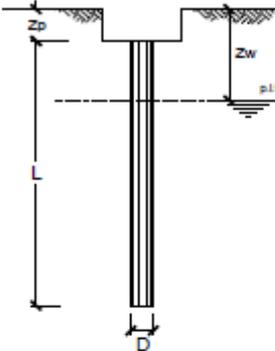
CANTIERE: **S. Benedetto Tronto**

OPERA: **Pontile esistente - Verifica L.T. - Statico**

**DATI DI INPUT:**

Diametro del Palo (D): **0,80** (m)      Area del Palo (A<sub>p</sub>): **0,503** (m<sup>2</sup>)  
 Quota testa Palo dal p.c. (z<sub>p</sub>): **0,00** (m)      Quota falda dal p.c. (z<sub>w</sub>): **0,00** (m)  
 Carico Assiale Permanente (G): **304** (kN)      Carico Assiale variabile (Q): **360** (kN)  
 Numero di strati: **2**      L<sub>palo</sub> = **16,00** (m)

coefficienti parziali		azioni		resistenza laterale e di base		
Metodo di calcolo		permanenti	variabili	γ <sub>s</sub>	γ <sub>a</sub>	γ <sub>res</sub>
SLU	A1+M1+R1	○	1,30	1,50	1,00	1,00
	A2+M1+R2	○	1,00	1,30	1,70	1,45
	A1+M1+R3	⊗	1,30	1,50	1,35	1,15
	SISMA	○	1,00	1,00	1,35	1,15
DMSS	○	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
definiti dal progettista	○	1,10	1,20	1,50	1,30	1,30



n	1	2	3	4	5	7	≥10	T.A.	prog.
γ <sub>s</sub>	1,70	1,65	1,60	1,55	1,50	1,45	1,40	1,00	1,00
γ <sub>a</sub>	1,70	1,55	1,48	1,42	1,34	1,28	1,21	1,00	1,00

**PARAMETRI MEDI**

Strato	Spess (m)	Tipo di terreno	Parametri del terreno			
			γ (kN/m <sup>3</sup> )	c <sub>med</sub> (kPa)	φ <sub>med</sub> (°)	c <sub>u,med</sub> (kPa)
1	12,00		19,00	35,0		
2	4,00		20,00	18,0	27,0	

Coefficienti di Calcolo			
k	μ	a	α
0,43	0,70		0,60
0,55	0,51		0,60

(n.b.: lo spessore degli strati è computato dalla quota di intersezione del piano)

**PARAMETRI MINIMI (solo per SLU)**

Strato	Spess (m)	Tipo di terreno	Parametri del terreno			
			γ (kN/m <sup>3</sup> )	c <sub>min</sub> (kPa)	φ <sub>min</sub> (°)	c <sub>u,min</sub> (kPa)
1	12,00		18,00	35,0		
2	4,00		20,00	18,0	27,0	

Coefficienti di Calcolo			
k	μ	a	α
0,43	0,70		0,60
0,55	0,51		0,60

**RISULTATI**

Strato	Spess (m)	Tipo di terreno	media					minima (solo SLU)					
			Q <sub>s1</sub> (kN)	N <sub>q</sub> (-)	N <sub>c</sub> (-)	q <sub>b</sub> (kPa)	Q <sub>bm</sub> (kN)	Q <sub>s1</sub> (kN)	N <sub>q</sub> (-)	N <sub>c</sub> (-)	q <sub>b</sub> (kPa)	Q <sub>bm</sub> (kN)	
1	12,00		486,3					432,2					
2	4,00		358,0	12,70	22,97	2293,7	1152,9	324,4	12,70	22,97	2141,2	1076,3	

**CARICO ASSIALE AGENTE**

$N_d = N_{Gd} \cdot \gamma_G + N_{Qd} \cdot \gamma_Q$   
**N<sub>d</sub> = 936,2 (kN)**

**CAPACITA' PORTANTE MEDIA**

**base** R<sub>ccal med</sub> = **1162,9 (kN)**  
**laterale** R<sub>ccal med</sub> = **844,3 (kN)**  
**totale** R<sub>ccal med</sub> = **1987,2 (kN)**

**CAPACITA' PORTANTE MINIMA**

**base** R<sub>ccal min</sub> = **1076,3 (kN)**  
**laterale** R<sub>ccal min</sub> = **768,7 (kN)**  
**totale** R<sub>ccal min</sub> = **1835,0 (kN)**

**CAPACITA' PORTANTE CARATTERISTICA**

$R_{c,k} = \min(R_{s,cal med}/\gamma_s; R_{b,cal med}/\gamma_b) =$  **884,4 (kN)**  
 $R_{c,k} = \min(R_{s,cal med}/\gamma_s; R_{b,cal min}/\gamma_b) =$  **488,2 (kN)**

**CAPACITA' PORTANTE DI PROGETTO**

$R_{c,d} = R_{c,k} / \gamma_b + R_{a,d} / \gamma_s$       **F<sub>s</sub> = R<sub>c,d</sub> / N<sub>d</sub>**  
**R<sub>c,d</sub> = 938,9 (kN)**      **F<sub>s</sub> = 1,00**

**CALCOLO DELLA CAPACITA' PORTANTE DI UN PALO TRIVELLATO DI GRANDE DIAMETRO**

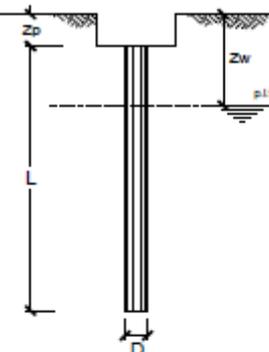
**CANTIERE:** S. Benedetto Tronto

**OPERA:** Pontile Nuovo - Verifica L.T. - SISMA

**DATI DI INPUT:**

Diametro del Palo (D): 1,00 (m) Area del Palo (A<sub>p</sub>): 0,785 (m<sup>2</sup>)  
 Quota testa Palo dal p.c. (z<sub>p</sub>): 0,00 (m) Quota falda dal p.c. (z<sub>w</sub>): 0,00 (m)  
 Carico Assiale Permanente (G): 409 (kN) Carico Assiale variabile (Q): 378 (kN)  
 Numero di strati 2 L<sub>palo</sub> = 16,00 (m)

coefficienti parziali		azioni		resistenza laterale e di base		
Metodo di calcolo		permanenti	variabili	γ <sub>s</sub>	γ <sub>a</sub>	γ <sub>res</sub>
		γ <sub>s</sub>	γ <sub>a</sub>			
SLU	A1+M1+R1	1,30	1,50	1,00	1,00	1,00
	A2+M1+R2	1,00	1,30	1,70	1,45	1,60
	A1+M1+R3	1,30	1,50	1,35	1,15	1,25
	SISMA	1,00	1,00	1,35	1,15	1,25
DMSS	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	
definiti dal progettista	1,10	1,20	1,50	1,30	1,30	



n	1	2	3	4	5	7	≥10	T.A.	prog.
γ <sub>s</sub>	1,70	1,65	1,60	1,55	1,50	1,45	1,40	1,00	1,00
γ <sub>a</sub>	1,70	1,55	1,48	1,42	1,34	1,28	1,21	1,00	1,00

**PARAMETRI MEDI**

Strato	Spess (m)	Tipo di terreno	Parametri del terreno			
			γ (kN/m <sup>3</sup> )	c <sub>med</sub> (kPa)	φ <sub>med</sub> (°)	c <sub>u,med</sub> (kPa)
1	12,00		19,00		35,0	
2	4,00		20,00	18,0	27,0	

Coefficienti di Calcolo			
k	β	α	α
(-)	(-)	(-)	(-)
0,43	0,70		0,60
0,55	0,51		0,60

(n.b.: lo spessore degli strati è computato dalla quota di intasamento del piano)

**PARAMETRI MINIMI (solo per SLU)**

Strato	Spess (m)	Tipo di terreno	Parametri del terreno			
			γ (kN/m <sup>3</sup> )	c <sub>min</sub> (kPa)	φ <sub>min</sub> (°)	c <sub>u,min</sub> (kPa)
1	12,00		19,00		35,0	
2	4,00		20,00	18,0	27,0	

Coefficienti di Calcolo			
k	β	α	α
(-)	(-)	(-)	(-)
0,43	0,70		0,60
0,55	0,51		0,60

**RISULTATI**

Strato	Spess (m)	Tipo di terreno	media					minima (solo SLU)				
			Q <sub>s1</sub> (kN)	N <sub>q</sub> (-)	N <sub>c</sub> (-)	q <sub>b</sub> (kPa)	Q <sub>bm</sub> (kN)	Q <sub>s1</sub> (kN)	N <sub>q</sub> (-)	N <sub>c</sub> (-)	q <sub>b</sub> (kPa)	Q <sub>bm</sub> (kN)
1	12,00		607,8					607,8				
2	4,00		447,5	13,25	24,04	2393,3	1879,7	447,5	13,25	24,04	2393,3	1879,7

**CARICO ASSIALE AGENTE**

N<sub>d</sub> = N<sub>G</sub> · γ<sub>s</sub> + N<sub>Q</sub> · γ<sub>a</sub>  
 N<sub>d</sub> = 787,0 (kN)

**CAPACITA' PORTANTE MEDIA**

base R<sub>ccal med</sub> = 1879,7 (kN)  
 laterale R<sub>ccal med</sub> = 1066,3 (kN)  
 totale R<sub>ccal med</sub> = 2946,0 (kN)

**CAPACITA' PORTANTE MINIMA**

base R<sub>ccal min</sub> = 1879,7 (kN)  
 laterale R<sub>ccal min</sub> = 1066,3 (kN)  
 totale R<sub>ccal min</sub> = 2946,0 (kN)

**CAPACITA' PORTANTE CARATTERISTICA**

R<sub>c,k</sub> = Min(R<sub>ccal med</sub>/γ<sub>s</sub>; R<sub>ccal min</sub>/γ<sub>a</sub>) = 1139,2 (kN)  
 R<sub>c,k</sub> = Min(R<sub>ccal med</sub>/γ<sub>s</sub>; R<sub>ccal min</sub>/γ<sub>a</sub>) = 639,6 (kN)

**CAPACITA' PORTANTE DI PROGETTO**

R<sub>c,d</sub> = R<sub>c,k</sub>/γ<sub>b</sub> + R<sub>sp</sub>/γ<sub>s</sub>      F<sub>s</sub> = R<sub>c,d</sub> / N<sub>d</sub>  
 R<sub>c,d</sub> = 1400,0 (kN)      F<sub>s</sub> = 1,78

**CALCOLO DELLA CAPACITA' PORTANTE DI UN PALO TRIVELLATO DI GRANDE DIAMETRO**

**CANTIERE:** S.Benedetto Tronto

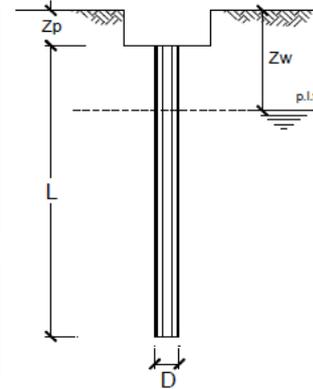
**OPERA:**

Pontile Nuovo - Verifica L.T. - Statico

**DATI DI INPUT:**

Diametro del Palo (D): 1,00 (m) Area del Palo (Ap): 0,785 (m<sup>2</sup>)  
 Quota testa Palo dal p.c. (z<sub>p</sub>): 0,00 (m) Quota falda dal p.c. (z<sub>w</sub>): 0,00 (m)  
 Carico Assiale Permanente (G): 392 (kN) Carico Assiale variabile (Q): 360 (kN)  
 Numero di strati 2 Lpalo = 16,00 (m)

coefficienti parziali			azioni		resistenza laterale e di base		
Metodo di calcolo			permanenti	variabili	γ <sub>o</sub>	γ <sub>s</sub>	γ <sub>s,raz</sub>
SLU	A1+M1+R1	○	1,30	1,50	1,00	1,00	1,00
	A2+M1+R2	○	1,00	1,30	1,70	1,45	1,60
	A1+M1+R3	●	1,30	1,50	1,35	1,15	1,25
	SISMA	○	1,00	1,00	1,35	1,15	1,25
DM88	○	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	
definiti dal progettista			1,10	1,20	1,50	1,30	1,30



n	1	2	3	4	5	7	≥10	T.A.	prog.
ξ <sub>3</sub>	1,70	1,65	1,60	1,55	1,50	1,45	1,40	1,00	1,00
ξ <sub>4</sub>	1,70	1,55	1,48	1,42	1,34	1,28	1,21	1,00	1,00

**PARAMETRI MEDI**

Strato	Spess (m)	Tipo di terreno	Parametri del terreno			
			γ (kN/m <sup>3</sup> )	C <sub>med</sub> (kPa)	Φ <sub>med</sub> (°)	C <sub>u,med</sub> (kPa)
1	12,00		19,00		35,0	
2	4,00		20,00	18,0	27,0	

Coefficienti di Calcolo			
k	μ	a	α
0,43	0,70		0,60
0,55	0,51		0,60

(n.b.: lo spessore degli strati è computato dalla quota di intradosso del plinto)

**PARAMETRI MINIMI (solo per SLU)**

Strato	Spess (m)	Tipo di terreno	Parametri del terreno			
			γ (kN/m <sup>3</sup> )	C <sub>min</sub> (kPa)	Φ <sub>min</sub> (°)	C <sub>u,min</sub> (kPa)
1	12,00		18,00		35,0	
2	4,00		20,00	18,0	27,0	

Coefficienti di Calcolo			
k	μ	a	α
0,43	0,70		0,60
0,55	0,51		0,60

**RISULTATI**

Strato	Spess (m)	Tipo di terreno	media					minima (solo SLU)				
			Q <sub>si</sub> (kN)	N <sub>q</sub> (-)	N <sub>c</sub> (-)	q <sub>b</sub> (kPa)	Q <sub>bm</sub> (kN)	Q <sub>si</sub> (kN)	N <sub>q</sub> (-)	N <sub>c</sub> (-)	q <sub>b</sub> (kPa)	Q <sub>bm</sub> (kN)
1	12,00		607,8					540,3				
2	4,00		447,5	13,25	24,04	2393,3	1879,7	405,5	13,25	24,04	2234,3	1754,8

**CARICO ASSIALE AGENTE**

$N_d = N_G \cdot \gamma_G + N_Q \cdot \gamma_Q$

$N_d = 1049,6 \text{ (kN)}$

**CAPACITA' PORTANTE MEDIA**

base  $R_{b,cal \text{ med}} = 1879,7 \text{ (kN)}$

laterale  $R_{s,cal \text{ med}} = 1055,3 \text{ (kN)}$

totale  $R_{c,cal \text{ med}} = 2935,0 \text{ (kN)}$

**CAPACITA' PORTANTE MINIMA**

base  $R_{b,cal \text{ min}} = 1754,8 \text{ (kN)}$

laterale  $R_{s,cal \text{ min}} = 945,8 \text{ (kN)}$

totale  $R_{c,cal \text{ min}} = 2700,7 \text{ (kN)}$

**CAPACITA' PORTANTE CARATTERISTICA**

$R_{b,k} = \text{Min}(R_{b,cal \text{ med}}/\xi_3; R_{b,cal \text{ min}}/\xi_d) = 1132,2 \text{ (kN)}$

$R_{s,k} = \text{Min}(R_{s,cal \text{ med}}/\xi_3; R_{s,cal \text{ min}}/\xi_d) = 610,2 \text{ (kN)}$

**CAPACITA' PORTANTE DI PROGETTO**

$R_{c,d} = R_{sk}/\gamma_b + R_{sl}/\gamma_s$

$R_{c,d} = 1369,3 \text{ (kN)}$

$F_s = R_{c,d} / N_d$

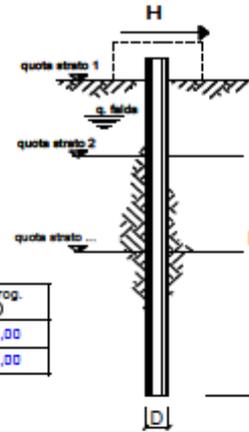
$F_s = 1,30$



opera S.Benedetto - Palo laterale - FI 1000

coefficienti parziali			A		M		R	
Metodo di calcolo			permanenti $\gamma_G$	variabili $\gamma_Q$	$\gamma_V$	$\gamma_{w1}$	$\gamma_r$	
SUD	A1+M1+R1	○	1,30	1,50	1,00	1,00	1,00	
	A2+M1+R2	○	1,00	1,30	1,00	1,00	1,60	
	A1+M1+R3	○	1,30	1,50	1,00	1,00	1,30	
	SIGMA	⊗	1,00	1,00	1,00	1,00	1,30	
DM88		○	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	
definiti dal progettista			○	1,30	1,50	1,25	1,40	1,00

n	1	2	3	4	5	7	≥10	T.A.	prog.
$\zeta_1$	1,70	1,55	1,60	1,55	1,50	1,45	1,40	1,00	1,00
$\zeta_2$	1,70	1,55	1,48	1,42	1,34	1,28	1,21	1,00	1,00



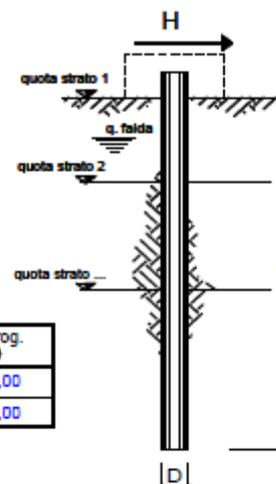
strati terreno	descrizione	quote (m)	$\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	$\gamma'$ (kN/m <sup>3</sup> )	$\varphi$ (°)	Parametri medi		Parametri minimi	
						$k_p$ (kPa)	$c_u$ (kPa)	$\varphi$ (°)	$k_p$ (kPa)
p.c.-strato 1		100,00				1,00		1,00	
▣ strato 2		88,00	18	10	35	3,69		35	3,69
▣ strato 3		84,00	20	11		1,00	100	1,00	100
▣ strato 4						1,00		1,00	
▣ strato 5						1,00		1,00	
▣ strato 6						1,00		1,00	

Quota falda 100 (m)  
 Diametro del palo D 0,80 (m)  
 Lunghezza del palo L 16,00 (m)  
 Momento di plasticizzazione palo My 2980,00 (kNm)  
 Step di calcolo 0,01 (m)

palo impedito di ruotare  
 palo libero

	H medio		H minimo	
Palo lungo	424,2	(kN)	424,2	(kN)
Palo intermedio	235,6	(kN)	235,6	(kN)
Palo corto	708,5	(kN)	708,5	(kN)
	$H_{med}$	235,6 (kN)	Palo intermedio	$H_{min}$ 235,6 (kN)
	$H_k = \text{Min}(H_{med}/\zeta_1 ; R_{min}/\zeta_k)$			142,79 (kN)
	$H_d = H_k/\gamma_r$			109,84 (kN)
Carico Assiale Permanente (G):		G =		0 (kN)
Carico Assiale variabile (Q):		Q =		71 (kN)
	$F_d = G \cdot \gamma_G + Q \cdot \gamma_Q =$			71,00 (kN)
	$FS = Hd / Fd =$			1,55

coefficienti parziali			A		M		R
Metodo di calcolo			permanenti	variabili	$\gamma_V$	$\gamma_{Qd}$	$\gamma_T$
			$\gamma_G$	$\gamma_Q$			
SLU	A1+M1+R1	○	1,30	1,50	1,00	1,00	1,00
	A2+M1+R2	○	1,00	1,30	1,00	1,00	1,60
	A1+M1+R3	○	1,30	1,50	1,00	1,00	1,30
	SISMA	⊗	1,00	1,00	1,00	1,00	1,30
DM88		○	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
definiti dal progettista		○	1,30	1,50	1,25	1,40	1,00



n	1	2	3	4	5	7	≥10	T.A.	prog.
$\zeta_3$	1,70	1,65	1,60	1,55	1,50	1,45	1,40	1,00	1,00
$\zeta_4$	1,70	1,55	1,48	1,42	1,34	1,28	1,21	1,00	1,00

strati terreno	descrizione	quote (m)	$\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	$\gamma'$ (kN/m <sup>3</sup> )	$\varphi$ (°)	Parametri medi		Parametri minimi		
						$k_p$	$c_u$ (kPa)	$\varphi$ (°)	$k_p$	$c_u$ (kPa)
p.c.=strato 1		100,00				1,00			1,00	
<input checked="" type="checkbox"/> strato 2		88,00	18	10	35	3,69		35	3,69	
<input checked="" type="checkbox"/> strato 3		84,00	20	11		1,00	100		1,00	100
<input type="checkbox"/> strato 4						1,00			1,00	
<input type="checkbox"/> strato 5						1,00			1,00	
<input type="checkbox"/> strato 6						1,00			1,00	

Quota falda 100 (m)  
 Diametro del palo D 0,80 (m)  
 Lunghezza del palo L 16,00 (m)  
 Momento di plasticizzazione palo  $M_y$  1721,00 (kNm)  
 Step di calcolo 0,01 (m)

palo impedito di ruotare  
 palo libero

	<u>H medio</u>		<u>H minimo</u>	
Palo lungo	254,0 (kN)		254,0 (kN)	
Palo intermedio	150,8 (kN)		150,8 (kN)	
Palo corto	708,5 (kN)		708,5 (kN)	
	$H_{med}$ 150,8 (kN)	Palo intermedio	$H_{min}$ 150,8 (kN)	Palo intermedio
	$H_k = \text{Min}(H_{med}/\zeta_3 ; R_{min}/\zeta_4)$		91,42 (kN)	
	$H_d = H_k/\gamma_T$		70,32 (kN)	
Carico Assiale Permanente (G):	G =		0 (kN)	
Carico Assiale variabile (Q):	Q =		63 (kN)	
	$F_d = G \cdot \gamma_G + Q \cdot \gamma_Q =$		63,00 (kN)	
	$FS = H_d / F_d =$		1,12	

## 9. INTERVENTO DI RINFORZO DELLA BANCHINA CON MICROPALI

L'intervento di rinforzo della banchina consiste nell'installazione di n. 10 micropali  $\phi$  190 spinti fino alla stessa profondità dei pali per ogni masso di banchina.

Ai fini del dimensionamento preliminare si considera:

- L'azione di una impronta della gru a pieno carico, pari a 1710 kN
- Il peso del masso pari a circ a 500 kN
- L'azione sismica verticale pari a  $K_v = 0,05$

Si ottiene una Azione di progetto, tenuto conto dell'applicazione dei coefficienti parziali, pari a 3370 kN / 10 micropali = 337 kN per micropalo:

**Azione di progetto = 337 kN**

Utilizzando il criterio di dimensionamento di Viggiani (2000), la resistenza limite di un micropalo può essere valutata come segue.

$$Q_{lim} = 1.15 s L_s \pi \alpha d$$

Dove:

s è la resistenza tangenziale all'interfaccia terreno-micropalo (150 kN/m<sup>2</sup>)

$L_s$  è la lunghezza della zona iniettata (11 m)

$\alpha$  coefficiente funzione del tipo di palo

d diametro della perforazione (190 mm)

Utilizzando i coefficienti parziali delle Norme Tecniche 2008, gli stessi di quelli utilizzati per il calcolo dei pali, si ottiene per ogni micropalo:

**Resistenza di progetto = 558 kN**

**Azione di progetto per micropalo = 334 kN**

La verifica è soddisfatta con un significativo coefficiente di sicurezza residuo, pari a 1,76. In fase di esecuzione potrà valutarsi una eventuale limitazione del tratto iniettato.