

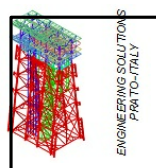


**COMUNE DI SAN BENEDETTO VAL DI SAMBRO**  
**Provincia di Bologna**

**UFFICIO LAVORI PUBBLICI**

**ADEGUAMENTO SISMICO DELL'ISTITUTO  
COMPRESIVO DI SAN BENEDETTO VAL DI  
SAMBRO IN VIA MARCONI N.48/B  
Scuola elementare/media e palestra**

**PROGETTO STRUTTURALE**



STUDIO TECNICO ASSOCIATO DI INGEGNERIA  
Ing. Claudio Consorti - Ing. Alessio Consigli

Via F. Ferrucci n°232 - 59100 Prato  
tel. e fax 0574/514173  
e-Mail studio-ac@libero.it

**R.U.P.** Geom. Moreno Santarini

ELABORATO

RELAZIONE GEOTECNICA

**PROGETTO ESECUTIVO**

FASE

CARTELLA

ELABORATO

PROG.

REVISIONE

E

03

RT

04

\_ 0

FILE-NAME:  
E\_03\_RT\_04\_0.pdf

NOTE:

PROT.  
0520

SCALA:  
---

5					
4					
3					
2					
1					
0	PER CONSEGNA	LUGLIO 2020	AC	CC	
REV.	DESCRIZIONE	DATA	REDATTO	VERIFICATO	APPROVATO

Il presente progetto è proprietà del Committente. A termine di legge tutti i diritti sono riservati.  
E' vietata la riproduzione in qualsiasi forma senza esplicita autorizzazione.

## SOMMARIO

<b>1</b>	<b>PARAMETRI GEOTECNICI CARATTERISTICI.....</b>	<b>3</b>
<b>2</b>	<b>RISPOSTA SISMICA LOCALE .....</b>	<b>4</b>
<b>3</b>	<b>VERIFICHE GEOTECNICHE FONDAZIONI SUPERFICIALI.....</b>	<b>5</b>
3.1	Premessa .....	5
3.2	Verifiche SLU per collasso dell'insieme fondazione-terreno .....	5
3.3	Stato limite ultimo per collasso per scorrimento sul piano di posa .....	8
3.4	Tabelle di calcolo delle resistenze di progetto .....	9
3.5	Tabella riassuntiva dei risultati del calcolo delle resistenze di progetto .....	26
3.6	Verifiche geotecniche .....	26
<b>4</b>	<b>PORTATA DEI MICROPALI .....</b>	<b>27</b>
4.1	Considerazioni generali .....	27
4.2	Portata laterale .....	29
4.3	Portata alla base .....	30
4.4	Risultati dei calcoli di portata del micropalo e verifiche geotecniche .....	31

## **1 PARAMETRI GEOTECNICI CARATTERISTICI**

I parametri geotecnici caratteristici sono stati definiti nella relazione geologica tramite elaborazione statistica dei dati disponibili (5° percentile), pertanto in modo senz'altro conservativo e cautelativo.

Essi differiscono, correttamente, per il caso di fondazioni dirette e di fondazioni profonde su pali.

Essi sono:

### Fondazioni dirette

Breve termine (tensioni totali)

$$c_{uk} = 49 \text{ kPa}$$

Lungo termine (tensioni efficaci)

$$c'_k = 25,9 \text{ kPa}$$

$$\Phi'_k = 18,5^\circ$$

### Fondazioni profonde - Terreni di copertura

Breve termine (tensioni totali)

$$c_{uk} = 45 \text{ kPa}$$

Lungo termine (tensioni efficaci)

$$c'_k = 25 \text{ kPa}$$

$$\Phi'_k = 19^\circ$$

### Fondazioni profonde – Substrato lapideo (da -9 m di profondità come da sondaggio S1)

$$c'_k = 50 \text{ kPa}$$

$$\Phi'_k = 27^\circ \text{ kPa}$$

## 2 RISPOSTA SISMICA LOCALE

Si riprendono anche in questo caso i contenuti della relazione geologica:

Risultati	$T_R$ (anni)	$a_g$ (g)	$F_0$	$T_C^*$ (s)
Stato limite operativo	45	0.0721	2.470	0.268
Stato limite di danno	75	0.0888	2.470	0.273
Stato limite di salvaguardia della vita	712	0.1907	2.558	0.306
Stato limite di collasso	1462	0.2351	2.596	0.314

Coefficiente di amplificazione stratigrafica = 1,2

Coefficiente di amplificazione topografica: 1

Valutati gli effetti stratigrafici e topografici, si ottiene il coefficiente di amplificazione S:

$$S = S_s \times S_T = 1,2 \times 1 = 1,2$$

Si ha quindi, per SLV

$$a_{\max} = a_g \times S = 0,1907 \times 1,2 = 0,2288$$

Si possono a questo punto definire i coefficienti sismici orizzontale ( $K_h$ ) e verticale ( $K_v$ ), come indicato al punto 7.11.3.5.2. del D.M. 17.01.2018:

$$K_h = \beta_s a_{\max}/g$$

$$K_v = \pm 0,5 K_h$$

Il coefficiente di riduzione dell'accelerazione massima attesa al sito ( $\beta_s$ ) viene ripreso dalla Tabella 7.11.1 del D.M. 17.01.2018, qui sotto riportata.

**Tab. 7.11.1 – Coefficienti di riduzione dell'accelerazione massima attesa al sito**

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

Nel caso in oggetto,  $\beta_s$  è pari a 0,24, da cui:

$$K_h = 0,24 \times 0,2288 = 0,05492$$

$$K_v = \pm 0,02746$$

### 3 VERIFICHE GEOTECNICHE FONDAZIONI SUPERFICIALI

#### 3.1 Premessa

Per ogni stato limite ultimo, tra cui lo SLU di tipo geotecnico relativo al collasso per carico limite dell'insieme fondazione-terreno, deve essere rispettata la condizione:

$$E_d \leq R_d$$

dove  $E_d$  è il valore di progetto dell'azione o dell'effetto dell'azione ed  $R_d$  è il valore di progetto della resistenza del sistema geotecnico.

La resistenza  $R_d$  può essere determinata in modo analitico con riferimento al valore caratteristico dei parametri geotecnici del terreno, diviso per il valore del coefficiente parziale  $\gamma_M$  specificato nella tabella 6.2.II sotto riportata e tenendo conto, ove necessario, dei coefficienti parziali  $\gamma_R$  specificati per ciascun tipo di opera; si riporta per quest'ultimi la tabella 6.4.I relativa ai coefficienti  $\gamma_R$  per le verifiche agli stati limite ultimi di fondazioni superficiali.

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

PARAMETRO	GRANDEZZA ALLA QUALE APPLICARE IL COEFFICIENTE PARZIALE	COEFFICIENTE PARZIALE $\gamma_M$	(M1)	(M2)
Tangente dell'angolo di resistenza al taglio	$\tan \varphi'_k$	$\gamma_\varphi$	1,0	1,25
Coestione efficace	$c'_k$	$\gamma_c$	1,0	1,25
Resistenza non drenata	$c_{uk}$	$\gamma_{cu}$	1,0	1,4
Peso dell'unità di volume	$\gamma$	$\gamma_\gamma$	1,0	1,0

**Tabella 6.4.I – Coefficienti parziali  $\gamma_R$  per le verifiche agli stati limite ultimi di fondazioni superficiali.**

VERIFICA	COEFFICIENTE PARZIALE (R1)	COEFFICIENTE PARZIALE (R2)	COEFFICIENTE PARZIALE (R3)
Capacità portante	$\gamma_R = 1,0$	$\gamma_R = 1,8$	$\gamma_R = 2,3$
Scorrimento	$\gamma_R = 1,0$	$\gamma_R = 1,1$	$\gamma_R = 1,1$

#### 3.2 Verifiche SLU per collasso dell'insieme fondazione-terreno

Il D.M. 17.01.2018 richiede, per le verifiche SLU delle fondazioni, l'applicazione dell'approccio 2 (A1+M1+R3); essendo i coefficienti parziali M1 pari all'unità, i parametri geotecnici di progetto corrispondono ai parametri geotecnici caratteristici.

I coefficienti A1 sono i coefficienti parziali da applicare ai vari tipi di carico (permanente, variabile, favorevole o sfavorevole...ecc.) per la definizione del valore di progetto di  $E_d$ , cioè delle azioni o dell'effetto delle azioni.

Definito quanto sopra, si passa all'applicazione dei metodi analitici per la determinazione del carico limite dell'insieme terreno-fondazione.

L'espressione generale per la determinazione del carico limite ultimo risulta essere (Brinch Hansen):

$$q_{lim} = (c \cdot N_c \cdot s_c \cdot d_c) + (\gamma_1 \cdot D \cdot N_q \cdot d_q \cdot s_q) + (1/2 \cdot B \cdot \gamma_2 \cdot N_\gamma \cdot d_\gamma \cdot s_\gamma)$$

in cui:

$q_{lim}$	carico limite ultimo;
$c$	coesione;
$\gamma_1, \gamma_2$	peso di volume del terreno soprastante e sottostante il piano di posa;
$D$	profondità del piano di posa, cioè profondità di incastro al suolo della fondazione.
$B$	larghezza della fondazione;
$N_c, N_q, N_\gamma$	coefficienti di capacità portante, dipendenti dall'angolo di attrito interno $\Phi$ ;
$d_c, d_q, d_\gamma$	fattori di profondità; cautelativamente non attivati.
$s_c, s_q, s_\gamma$	fattori di forma.

Esistono poi altri fattori, non elencati per brevità, dipendenti dall'inclinazione del carico, del terreno e della base della fondazione; terreno e base fondazione sono in questo caso orizzontali.

Il valore dei vari coefficienti che fanno parte della formula, ed in alcuni casi la loro introduzione, possono variare in funzione delle teorie espresse da più Autori (Meyerhof, Terzaghi, Hansen, Hansen, Vesic, Eurocodice7).

Per il calcolo è stato utilizzato un apposito foglio elettronico che produce valutazioni secondo le varie teorie sopra dette, applicando in ogni caso la teoria dell'indice di rigidità di Vesic per tenere conto della rottura locale o per punzonamento, con la quale sono introdotti ulteriori coefficienti correttivi.

Sono state considerate la verifiche condotte secondo l'Eurocodice 7 in quanto è la Normativa più aggiornata.

Essendo i terreni di tipo coesivo, il loro comportamento si differenzierà a breve ed a lungo termine. A breve termine, prima del drenaggio delle pressioni interstiziali, i terreni reagiranno con la resistenza a taglio rapido  $c_u$ , con conduzione della verifica in termini di tensioni totali. A lungo termine, la dissipazione delle sovrappressioni interstiziali desterà la resistenza per attrito; la verifica sono in questo caso pertanto condotte in termini di tensioni efficaci utilizzando i parametri di resistenza drenati.

Si nota tuttavia che nel caso in oggetto le verifiche riguardano fondazioni di tipo diretto esistenti da oltre 50 anni; è quindi evidente come in tale situazione non abbia senso condurre ora la verifica a breve termine, che tiene conto del comportamento del terreno all'applicazione del carico.

I parametri di resistenza a breve termine saranno invece utilizzati per le verifiche sismiche, dato che il sisma può destare condizioni di resistenza sotto sforzo applicato rapidamente; con i parametri geotecnici caratteristici sopra definiti, questa sarà peraltro la condizione più critica.

Per dette verifiche in condizioni sismiche delle fondazioni superficiali, trattate al punto 7.11.5.3.1. del D.M. 17.01.2018, l'analisi pseudo-statica delle fondazioni superficiali si esegue con l'Approccio già visto in condizioni statiche; le verifiche (par. 7.11.1.) devono essere effettuate ponendo pari all'unità i coefficienti parziali sulle azioni ed i parametri geotecnici ed impiegando le resistenze di progetto, con i valori dei coefficienti parziali  $\gamma_R$  riportati in Tab. 7.11.II

*Tab. 7.11.II - Coefficienti parziali  $\gamma_k$  per le verifiche degli stati limite (SLV) delle fondazioni superficiali con azioni sismiche*

Verifica	Coefficiente parziale $\gamma_k$
Carico limite	2.3
Scorrimento	1.1
Resistenza sulle superfici laterali	1.3

Nei terreni coesivi, la verifica sismica si conduce, come già detto, utilizzando la parametrizzazione geotecnica in termini di resistenza al taglio rapido non drenato.

L'azione sismica si traduce in accelerazioni della fondazione (effetto inerziale) e in accelerazioni del sottosuolo (effetto cinematico). Tali effetti, modellando l'azione sismica con la sola componente orizzontale, possono essere tenuti in conto con l'introduzione dei seguenti coefficienti sismici:

$K_{hi}$  (per l'effetto inerziale)

$K_{hK}$  (per l'effetto cinematico)

Il primo è definito come rapporto tra la componente orizzontale e verticale dei carichi trasmessi in fondazione; esso produce variazioni in tutti i coefficienti di capacità portante ( $N_c$ ,  $N_q$  ed  $N_\gamma$ ) e viene portato in conto impiegando le formule per calcolare il carico limite in funzione dell'inclinazione del carico trasmesso in fondazione.

Il valore di  $K_{hK}$  per l'effetto cinematica (accelerazioni del sottosuolo) può essere valutato facendo riferimento ai valori di normativa definiti per i pendii (par. 7.11.3.5.2.), ovvero:

$$K_{hK} = \beta_s \cdot a_{max}/g$$

Si riporta qui il valore di  $K_{hK}$  determinato:

$$K_{hK} = 0,05492$$

Può essere quindi stimato il coefficiente correttivo di  $N$  nell'espressione per il calcolo del carico limite della fondazione superficiale; ciò viene fatto con la formula di Paolucci e Pecker (1997):

$$e\gamma_K = (1 - K_{hK}/\tan \Phi)^{0,45}$$

L'effetto inerziale del sisma sulla struttura si tiene in conto, come sopra detto, considerando l'inclinazione della risultante dei carichi in fondazione dovuta alla forza inerziale orizzontale.

Sono state condotte verifiche (in condizioni statiche e sismiche) per tutte le diverse configurazioni di travi di fondazioni presenti. Le tabelle di calcolo delle verifiche condotte sono allegate in appendice. Vi sono due tabelle per ogni fondazione sottoposta a verifica, ovvero verifica SLU a lungo termine e verifica SLV in condizioni sismiche.

### 3.3 Stato limite ultimo per collasso per scorrimento sul piano di posa

E' stato sopra definita la resistenza di progetto per quanto riguarda lo stato limite ultimo di collasso per raggiungimento del carico limite; la stabilità deve essere tuttavia valutata anche per quanto riguarda lo stato limite ultimo di collasso per scorrimento sul piano di posa.

La resistenza di calcolo per attrito ed adesione è valutata secondo l'espressione:

$$FRd = N_{sd} \tan \delta + c_a A'$$

Seguendo quanto suggerito dall'Eurocodice 7, parte 1, punto 6.5.3., per fondazioni in calcestruzzo gettato in opera, in condizioni drenate (sforzi efficaci) l'angolo di attrito  $\delta$  può essere preso pari a  $\Phi_d$  (angolo di attrito di progetto del terreno), annullando il contributo della coesione.

In condizioni non drenate (sforzi totali) la resistenza a taglio di progetto ( $FRd$ ) è data da  $A'c_u$ , dove  $c_u$  è la resistenza a taglio non drenata del terreno.

Il coefficiente  $\gamma_R$  da applicare per questo tipo di verifica, tenendo conto delle condizioni sismiche che risultano più penalizzanti per lo sviluppo di forze orizzontali, è indicato nella Tab. 7.11.11 del D.M. 17.01.2018, precedentemente riportata ( $\gamma_R = 1,1$ ).

Nelle varie tabelle di calcolo che tengono conto delle azioni sismiche, nella parte b della tabella stessa è riportato anche il risultato del calcolo della resistenza di progetto al



collasso per scorrimento sul piano di posa. Nella tabella che segue tale resistenza è espressa in tonnellate a mq di fondazione. Essendo il terreno di fondazione omogeneo e la resistenza a scorrimento in fase sismica data dalla coesione, il suo valore per metro quadrato di fondazione è uguale per tutte le travi; per ogni trave esso dipende quindi dalla dimensione dell'impronta a terra.

### **3.4 Tabelle di calcolo delle resistenze di progetto**

Si riportano le tabelle di calcolo per le diverse tipologie fondali.

Cantiere: SAN BENEDETTO VAL DI SAMBRO - SCUOLA MUSOLESI

Committente: COMUNE DI SAN BENEDETTO VAL DI SAMBRO

Progettista: Ing. CLAUDIO CONSORTI

Data: luglio 2020

D.A.2 (GEO)

SLU

COEFFICIENTI PARZIALI

M1 (D.M.17.01.2018)

DATI FONDAZIONE	
Tipo:	TRAVATA A
Larghezza B :	0,75 [m]
Lunghezza L :	30,00 [m]
Profondità efficace:	0,80 [m]
Profondità dal p.c. :	0,80 [m]
Inclinazione base:	0 °

DATI TERRENO		
Angolo di attrito	$\phi =$	18,5 °
Coesione	$c =$	0,26
Modulo di compress.	$E =$	80 [Kg/cmq]
Peso di volume	$\gamma_1 =$	1,90 [t/mc]
Peso di volume	$\gamma_2 =$	1,90 [t/mc]
Inclinazione terreno		0 °

Coeff. Parziale  $\gamma_R R3=$  2,3

Profondità falda: 10,50 [m dal p.c.]

Spessore terreno non immerso al di sotto del piano di posa:

9,70 [m]

Profondità zona di scorrimento al di sotto del piano di posa:

0,52 [m]

Coefficiente di Poisson:  $\nu :$  0,41  
Modulo di elasticità tangenziale  $G :$  21,34 [Kg/cmq]  
Coefficiente di spinta attiva  $K_a :$  0,52  
Coefficiente di spinta a riposo  $K_o :$  0,68  
Coefficiente di spinta passiva  $K_p :$  1,93  
Coefficiente K per coeff. profondità: 0,82

Press. litostatica eff. di confinamento: 0,152 [kg/cmq]

Peso efficace medio  $\gamma_2$  1,900 [t/mc]

		TERZAGHI	MEYERHOF	HANSEN	VESIC	EC7
Coefficienti di capacità portante	$N_c$	18,03	13,51	13,51	13,51	13,51
	$N_q$	6,36	5,52	5,52	5,52	5,52
	$N_g$	3,65	2,20	2,27	4,36	3,03
Krd Terzaghi 20,54						
	$S_c$	1,01	1,01	1,01	1,01	1,01
	$S_q$	1,00	1,00	1,01	1,01	1,01
Coefficienti di forma	$S_g$	1,00	1,00	0,99	0,99	0,99
	$D_c$		1,30	1,33	1,33	1,33
	$D_q$		1,15	1,26	1,26	1,26
Coefficienti di profondità	$D_g$		1,15	1,00	1,00	1,00
	$G_c$			1,00	1,00	1,00
	$G_q$			1,00	1,00	1,00
Coefficienti inclinazione terreno	$G_g$			1,00	1,00	1,00
	$B_c$			1,00	1,00	1,00
	$B_q$			1,00	1,00	1,00
Coefficienti inclinaz. base fondaz.	$B_g$			1,00	1,00	1,00
	"Local shear" (Vesic) $P_c$	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
	Indice di rigidità: 63,76 $P_q$	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
	Indice di rigidità critico: 48,19 $P_g$	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00

Fattore riduttivo per fondazioni di grande ampiezza:

1,00

Termine c [Kg/cmq]	4,23	4,60	4,71	4,71	4,71
Termine D [Kg/cmq]	0,97	0,97	1,06	1,06	1,06
Termine B [Kg/cmq]	0,26	0,18	0,16	0,31	0,21
$R_d \times \gamma_p$ [Kg/cmq]	5,45	5,75	5,93	6,08	5,98
$R_d$ [Kg/cmq]	2,37	2,50	2,58	2,64	2,60

TAB. 1

<b>Cantiere:</b>	SAN BENEDETTO VAL DI SAMBRO - SCUOLA MUSOLESI	<b>Data:</b>	Luglio 2020
<b>Committente:</b>	COMUNE DI SAN BENEDETTO VAL DI SAMBRO		
<b>Progettista:</b>	Ing. CLAUDIO CONSORTI		
<b>D.A.2 (GEO) AZIONI SISMICHE</b>		<b>COEFFICIENTI PARZIALI</b>	M1 (D.M.17.01.2018)
<b>DATI FONDAZIONE</b>		<b>DATI TERRENO</b>	
Tipo:	TRAVATA A	Angolo di attrito	$\phi = 0^\circ$
Larghezza B :	0,75 [m]	Coesione	$c = 0,50$
Lunghezza L :	30,00 [m]	Modulo di compress.	$E = 80$ [Kg/cmq]
Profondità efficace:	0,80 [m]	Peso di volume	$\gamma_1 = 1,90$ [t/mc]
Profondità dal p.c. :	0,55 [m]	Peso di volume	$\gamma_2 = 1,90$ [t/mc]
Inclinazione base:	$0^\circ$	Inclinazione terreno	$0^\circ$
<b>Coeff. Parziale <math>\gamma_{R3} =</math></b>	<b>2,3</b>	<b>Profondità falda:</b>	<b>10,50 [m dal p.c.]</b>
<b>Coeff. Sismico <math>K_{sk} =</math></b>	<b>0,05492</b>		

Spessore terreno non immerso al di sotto del piano di posa:	9,95 [m]
Profondità zona di scorrimento al di sotto del piano di posa:	0,37 [m]
Coefficiente di Poisson:	$\nu = 0,50$
Modulo di elasticità tangenziale	$G = 20,00$ [Kg/cmq]
Coefficiente di spinta attiva	$K_a = 1,00$
Coefficiente di spinta a riposo	$K_o = 1,00$
Coefficiente di spinta passiva	$K_p = 1,00$
Coefficiente K per coeff. profondità:	0,82
Press. litostatica eff. di confinamento:	0,152 [kg/cmq]
Peso efficace medio	$\gamma_2 = 1,900$ [t/mc]

		TERZAGHI	MEYERHOF	HANSEN	VESIC	EC7
Coefficienti di capacità portante	$N_c$	5,70	5,14	5,14	5,14	5,14
	$N_q$	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
Krd Terzaghi 10,80	$N_g$	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
Coefficienti di forma	$S_c$	1,01	1,00	0,01	0,01	1,01
	$S_q$	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
	$S_g$	1,00	1,00	0,99	0,99	0,99
Coefficienti di profondità	$D_c$		1,21	0,33	0,33	0,33
	$D_q$		1,00	1,00	1,00	1,00
	$D_g$		1,00	1,00	1,00	1,00
Coefficienti inclinazione terreno	$G_c$			0,00	0,00	0,00
	$G_q$			1,00	1,00	1,00
	$G_g$			1,00	1,00	1,00
Coefficienti inclinaz. base fondaz.	$B_c$			0,00	0,00	0,00
	$B_q$			1,00	1,00	1,00
	$B_g$			1,00	1,00	1,00
Coeff. correttivo per effetto cinematico funzione di $K_{sk} = 0,05492$	$e_{sk}$	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000
"Local shear" (Vesic)	$P_c$	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
Indice di rigidità: 40,00	$P_q$	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
Indice di rigidità critico: 13,40	$P_g$	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00

Fattore riduttivo per fondazioni di grande ampiezza: 1,00

Termine c [Kg/cmq]	2,87	3,13	3,42	3,42	3,43
Termine D [Kg/cmq]	0,15	0,15	0,15	0,15	0,15
Termine B [Kg/cmq]	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
<b>Rd x <math>\gamma_{R3}</math> [Kg/cmq]</b>	<b>3,02</b>	<b>3,29</b>	<b>3,58</b>	<b>3,58</b>	<b>3,58</b>
<b>Rd [Kg/cmq]</b>	<b>1,31</b>	<b>1,43</b>	<b>1,55</b>	<b>1,55</b>	<b>1,56</b>

TAB. 14 a

**STUDIO GEOLOGICO Dott. FRANCO CECCARINI - PRATO**

Cantiere: SAN BENEDETTO VAL DI SAMBRO - SCUOLA MUSOLESI

Committente: COMUNE DI SAN BENEDETTO VAL DI SAMBRO

Progettista: Ing. CLAUDIO CONSORTI

Data: luglio 2020

D.A.2 (GEO) SLU

COEFFICIENTI PARZIALI M1 (D.M.17.01.2018)

**DATI FONDAZIONE**

Tipo:	TRAVATA B
Larghezza B :	1,00 [m]
Lunghezza L :	20,00 [m]
Profondità efficace:	0,80 [m]
Profondità dal p.c. :	0,80 [m]
Inclinazione base:	0 °

**DATI TERRENO**

Angolo di attrito	$\phi =$	18,5 °
Coesione	$c =$	0,26
Modulo di compress.	$E =$	60 [Kg/cmq]
Peso di volume	$\gamma_1 =$	1,90 [t/mc]
Peso di volume	$\gamma_2 =$	1,90 [t/mc]
Inclinazione terreno		0 °

Coeff. Parziale  $\gamma_{R3} =$  2,3

Profondità falda: 10,50 [m dal p.c.]

Spessore terreno non immerso al di sotto del piano di posa: 9,70 [m]

Profondità zona di scorrimento al di sotto del piano di posa: 0,69 [m]

Coefficiente di Poisson:  $\nu =$  0,41

Modulo di elasticità tangenziale  $G =$  21,34 [Kg/cmq]

Coefficiente di spinta attiva  $K_a =$  0,52

Coefficiente di spinta a riposo  $K_o =$  0,68

Coefficiente di spinta passiva  $K_p =$  1,83

Coefficiente K per coeff. profondità: 0,80

Press. litostatica eff. di confinamento: 0,152 [kg/cmq]

Peso efficace medio  $\gamma_2$  1,900 [t/mc]

		TERZAGHI	MEYERHOF	HANSEN	VESIC	EC7
Coefficienti di capacità portante	$N_c$	16,03	13,51	13,51	13,51	13,51
	$N_q$	6,36	5,52	5,52	5,52	5,52
	$N_g$	3,65	2,20	2,27	4,36	3,03
Coefficienti di forma	$S_c$	1,03	1,02	1,02	1,02	1,02
	$S_q$	1,00	1,01	1,02	1,02	1,02
	$S_g$	0,99	1,01	0,98	0,98	0,99
Coefficienti di profondità	$D_c$		1,22	1,32	1,32	1,32
	$D_q$		1,11	1,25	1,25	1,25
	$D_g$		1,11	1,00	1,00	1,00
Coefficienti inclinazione terreno	$G_c$			1,00	1,00	1,00
	$G_q$			1,00	1,00	1,00
	$G_g$			1,00	1,00	1,00
Coefficienti inclinaz. base fondaz.	$B_c$			1,00	1,00	1,00
	$B_q$			1,00	1,00	1,00
	$B_g$			1,00	1,00	1,00
"Local shear" (Vesic)	$P_c$	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
Indice di rigidità: 62,28	$P_q$	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
Indice di rigidità critico: 47,45	$P_g$	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00

Fattore riduttivo per fondazioni di grande ampiezza: 1,00

Termine $c$	[Kg/cmq]	4,29	4,38	4,73	4,73	4,73
Termine $D$	[Kg/cmq]	0,97	0,94	1,07	1,07	1,07
Termine $B$	[Kg/cmq]	0,34	0,23	0,21	0,41	0,28
$R_d \times \gamma_p$	[Kg/cmq]	5,60	5,55	6,01	6,20	6,07
$R_d$	[Kg/cmq]	2,43	2,41	2,61	2,70	2,64

TAB. 3

Cantiere: SAN BENEDETTO VAL DI SAMBRO - SCUOLA MUSOLESI  
Committente: COMUNE DI SAN BENEDETTO VAL DI SAMBRO  
Progettista: Ing. CLAUDIO CONSORTI

Data: Luglio 2020  
M1 (D.M.17.01.2018)

D.A.2 (GEO) AZIONI SISMICHE

DATI FONDAZIONE	
Tipo:	TRAVATA B
Larghezza B :	1,00 [m]
Lunghezza L :	20,00 [m]
Profondità efficace:	0,80 [m]
Profondità dal p.c. :	0,80 [m]
Inclinazione base:	0 °

Coeff. Parziale  $\gamma_{R3}$  = 2,3

Coeff. Sismico  $K_{sk}$  = 0,05492

DATI TERRENO		
Angolo di attrito	$\phi$ =	0 °
Coesione	c =	0,50
Modulo di compress.	E =	60 [Kg/cmq]
Peso di volume	$\gamma_1$ =	1,90 [t/mc]
Peso di volume	$\gamma_2$ =	1,90 [t/mc]
Inclinazione terreno		0 °

Profondità falda: 10,50 [m dal p.c.]

Spessore terreno non immerso al di sotto del piano di posa: 9,70 [m]  
Profondità zona di scorrimento al di sotto del piano di posa: 0,50 [m]

Coefficiente di Poisson:  $\nu$  : 0,50  
Modulo di elasticità tangenziale G : 20,00 [Kg/cmq]  
Coefficiente di spinta attiva  $K_a$  : 1,00  
Coefficiente di spinta a riposo  $K_o$  : 1,00  
Coefficiente di spinta passiva  $K_p$  : 1,00  
Coefficiente K per coeff. profondità: 0,80

Press. litostatica eff. di confinamento: 0,152 [kg/cmq]  
Peso efficace medio  $\gamma_2$  1,900 [t/mc]

		TERZAGHI	MEYERHOF	HANSEN	VESIC	EC7
Coefficienti di capacità portante	$N_c$	5,70	5,14	5,14	5,14	5,14
	$N_q$	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
	$N_g$	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
Krd Terzaghi 10,80						
Coefficienti di forma	$S_c$	1,01	1,01	0,01	0,01	1,01
	$S_q$	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
	$S_g$	0,99	1,00	0,98	0,98	0,99
Coefficienti di profondità	$D_c$		1,16	0,32	0,32	0,32
	$D_q$		1,00	1,00	1,00	1,00
	$D_g$		1,00	1,00	1,00	1,00
Coefficienti inclinazione terreno	$G_c$			0,00	0,00	0,00
	$G_q$			1,00	1,00	1,00
	$G_g$			1,00	1,00	1,00
Coefficienti inclinaz. base fondaz.	$B_c$			0,00	0,00	0,00
	$B_q$			1,00	1,00	1,00
	$B_g$			1,00	1,00	1,00
Coeff. correttivo per effetto cinematico funzione di $K_{sk}$ 0,05492 $e_{yk}$		0,000	0,000	0,000	0,000	0,000
"Local shear" (Vesic)	$P_c$	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
Indice di rigidità: 40,00	$P_q$	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
Indice di rigidità critico: 13,25	$P_g$	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00

Fattore riduttivo per fondazioni di grande ampiezza: 1,00

Termine c [Kg/cmq]	2,89	3,01	3,42	3,42	3,43
Termine D [Kg/cmq]	0,15	0,15	0,15	0,15	0,15
Termine B [Kg/cmq]	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
Rd x $\gamma_R$ [Kg/cmq]	3,04	3,16	3,57	3,57	3,58
Rd [Kg/cmq]	1,32	1,38	1,55	1,55	1,56

TAB. 4 a

Cantiere: SAN BENEDETTO VAL DI SAMBRO - SCUOLA MUSOLESI

Committente: COMUNE DI SAN BENEDETTO VAL DI SAMBRO

Progettista: Ing. CLAUDIO CONSORTI

Data: luglio 2020

D.A.2 (GEO)

SLU

COEFFICIENTI PARZIALI

M1 (D.M.17.01.2018)

#### DATI FONDAZIONE

Tipo:	TRAVATA C
Larghezza B :	0,90 [m]
Lunghezza L :	30,00 [m]
Profondità efficace:	0,80 [m]
Profondità dal p.c. :	0,80 [m]
Inclinazione base:	0 °

#### DATI TERRENO

Angolo di attrito	$\phi =$	18,5 °
Coesione	$c =$	0,26
Modulo di compress.	$E =$	60 [Kg/cmq]
Peso di volume	$\gamma_1 =$	1,90 [t/mc]
Peso di volume	$\gamma_2 =$	1,90 [t/mc]
Inclinazione terreno		0 °

Coeff. Parziale  $\gamma_R$  R3=

2,3

Profondità falda:

10,50 [m dal p.c.]

Spessore terreno non immerso al di sotto del piano di posa:

9,70 [m]

Profondità zona di scorrimento al di sotto del piano di posa:

0,63 [m]

Coefficiente di Poisson:	$\nu :$	0,41
Modulo di elasticità tangenziale	$G :$	21,34 [Kg/cmq]
Coefficiente di spinta attiva	$K_a :$	0,52
Coefficiente di spinta a riposo	$K_o :$	0,68
Coefficiente di spinta passiva	$K_p :$	1,93
Coefficiente K per coeff. profondità:		0,89

Press. litostatica eff. di confinamento:

0,152 [kg/cmq]

Peso efficace medio  $\gamma_2$

1,900 [t/mc]

		TERZAGHI	MEYERHOF	HANSEN	VESIC	EC7
Coefficienti di capacità portante	$N_c$	16,03	13,51	13,51	13,51	13,51
	$N_q$	6,36	5,52	5,52	5,52	5,52
	$N_g$	3,65	2,20	2,27	4,36	3,03
Coefficienti di forma	$S_c$	1,02	1,01	1,01	1,01	1,01
	$S_q$	1,00	1,01	1,01	1,01	1,01
	$S_g$	0,99	1,01	0,99	0,99	0,99
Coefficienti di profondità	$D_c$		1,25	1,36	1,36	1,36
	$D_q$		1,12	1,28	1,28	1,28
	$D_g$		1,12	1,00	1,00	1,00
Coefficienti inclinazione terreno	$G_c$			1,00	1,00	1,00
	$G_q$			1,00	1,00	1,00
	$G_g$			1,00	1,00	1,00
Coefficienti inclinaz. base fondaz.	$B_c$			1,00	1,00	1,00
	$B_q$			1,00	1,00	1,00
	$B_g$			1,00	1,00	1,00
"Local shear" (Vesic)	$P_c$	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
Indice di rigidità:	62,87 $P_q$	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
Indice di rigidità critico:	48,04 $P_g$	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00

Fattore riduttivo per fondazioni di grande ampiezza:

1,00

Termine c	[Kg/cmq]	4,24	4,43	4,82	4,82	4,82
Termine D	[Kg/cmq]	0,97	0,95	1,08	1,08	1,08
Termine B	[Kg/cmq]	0,31	0,21	0,19	0,37	0,26
$R_d \times \gamma_R$	[Kg/cmq]	5,52	5,59	6,09	6,27	6,16
$R_d$	[Kg/cmq]	2,40	2,43	2,65	2,73	2,68

TAB. 5

<b>Cantiere:</b>		SAN BENEDETTO VAL DI SAMBRO - SCUOLA MUSOLESI	
<b>Committente:</b>		COMUNE DI SAN BENEDETTO VAL DI SAMBRO	
<b>Progettista:</b>		Ing. CLAUDIO CONSORTI	<b>Data:</b> Luglio 2020
<b>D.A.2</b>	<b>(GEO)</b>	<b>AZIONI SISMICHE</b>	<b>COEFFICIENTI PARZIALI</b>
<b>DATA:</b> 17.01.2018			<b>M1 (D.M.17.01.2018)</b>
<b>DATI FONDAZIONE</b>		<b>DATI TERRENO</b>	
Tipo:	TRAVATA C	Angolo di attrito	$\phi = 0^\circ$
Larghezza B :	0,90 [m]	Coesione	$c = 0,50$
Lunghezza L :	30,00 [m]	Modulo di compress.	$E = 60$ [Kg/cmq]
Profondità efficace:	0,80 [m]	Peso di volume	$\gamma_1 = 1,90$ [t/mc]
Profondità dal p.c. :	0,80 [m]	Peso di volume	$\gamma_2 = 1,90$ [t/mc]
Inclinazione base:	$0^\circ$	Inclinazione terreno	$0^\circ$
<b>Coeff. Parziale <math>\gamma_{R3}</math></b>		<b>Profondità falda:</b>	
2,3		10,50 [m dal p.c.]	
<b>Coeff. Sismico <math>K_{sk}</math></b>			
0,05492			

Spessore terreno non immerso al di sotto del piano di posa:	9,70 [m]
Profondità zona di scorrimento al di sotto del piano di posa:	0,45 [m]
Coefficiente di Poisson:	$\nu = 0,50$
Modulo di elasticità tangenziale	$G = 20,00$ [Kg/cmq]
Coefficiente di spinta attiva	$K_a = 1,00$
Coefficiente di spinta a riposo	$K_o = 1,00$
Coefficiente di spinta passiva	$K_p = 1,00$
Coefficiente K per coeff. profondità:	0,89
Press. litostatica eff. di confinamento:	0,152 [kg/cmq]
Peso efficace medio	$\gamma_2 = 1,900$ [t/mc]

		TERZAGHI	MEYERHOF	HANSEN	VESIC	EC7
Coefficienti di capacità portante	$N_c$	5,70	5,14	5,14	5,14	5,14
	$N_q$	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
	$N_g$	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
Krd Terzaghi	10,80					
Coefficienti di forma	$S_c$	1,01	1,01	0,01	0,01	1,01
	$S_q$	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
	$S_g$	0,99	1,00	0,99	0,99	0,99
Coefficienti di profondità	$D_c$		1,18	0,38	0,38	0,38
	$D_q$		1,00	1,00	1,00	1,00
	$D_g$		1,00	1,00	1,00	1,00
Coefficienti inclinazione terreno	$G_c$			0,00	0,00	0,00
	$G_q$			1,00	1,00	1,00
	$G_g$			1,00	1,00	1,00
Coefficienti inclinaz. base fondaz.	$B_c$			0,00	0,00	0,00
	$B_q$			1,00	1,00	1,00
	$B_g$			1,00	1,00	1,00
Coeff. correttivo per effetto cinematico						
funzione di $K_{sk}$	$e_{sk}$	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000
"Local shear" (Vesic)	$P_c$	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
Indice di rigidità:	$P_q$	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
Indice di rigidità critico:	$P_g$	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00

Fattore riduttivo per fondazioni di grande ampiezza: 1,00

Termine c	[Kg/cmq]	2,88	3,05	3,50	3,50	3,50
Termine D	[Kg/cmq]	0,15	0,15	0,15	0,15	0,15
Termine B	[Kg/cmq]	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
Rd x $\gamma_F$	[Kg/cmq]	3,03	3,20	3,65	3,65	3,65
Rd	[Kg/cmq]	1,32	1,39	1,59	1,59	1,59

TAB. 6 a



Cantiere: SAN BENEDETTO VAL DI SAMBRO - SCUOLA MUSOLESI

Committente: COMUNE DI SAN BENEDETTO VAL DI SAMBRO

Progettista: Ing. CLAUDIO CONSORTI

Data: luglio 2020

D.A.2 (GEO) SLU

M1 (D.M.17.01.2018)

DATI FONDAZIONE	
Tipo:	TRAVATA D
Larghezza B :	0,50 [m]
Lunghezza L :	12,00 [m]
Profondità efficace:	0,80 [m]
Profondità dal p.c. :	0,80 [m]
Inclinazione base:	0 °

COEFFICIENTI PARZIALI		
DATI TERRENO		
Angolo di attrito	$\phi =$	18,5 °
Coesione	$c =$	0,26
Modulo di compress.	$E =$	60 [Kg/cmq]
Peso di volume	$\gamma_1 =$	1,90 [t/mc]
Peso di volume	$\gamma_2 =$	1,90 [t/mc]
Inclinazione terreno		0 °

Coeff. Parziale  $\gamma_R R3=$  2,3

Profondità falda: 10,50 [m dal p.c.]

Spessore terreno non immerso al di sotto del piano di posa: 0,70 [m]

Profondità zona di scorrimento al di sotto del piano di posa: 0,35 [m]

Coefficiente di Poisson:  $\nu :$  0,41  
Modulo di elasticità tangenziale  $G :$  21,34 [Kg/cmq]  
Coefficiente di spinta attiva  $K_a :$  0,52  
Coefficiente di spinta a riposo  $K_o :$  0,68  
Coefficiente di spinta passiva  $K_p :$  1,93  
Coefficiente K per coeff. profondità: 1,01

Press. litostatica eff. di confinamento: 0,152 [kg/cmq]

Peso efficace medio  $\gamma_2$  1,900 [t/mc]

		TERZAGHI	MEYERHOF	HANSEN	VESIC	EC7
Coefficienti di capacità portante	$N_c$	16,03	13,51	13,51	13,51	13,51
	$N_q$	6,36	5,52	5,52	5,52	5,52
	$N_g$	3,65	2,20	2,27	4,36	3,03
Coefficienti di forma	$S_c$	1,02	1,02	1,02	1,02	1,02
	$S_q$	1,00	1,01	1,01	1,01	1,01
	$S_g$	0,99	1,01	0,98	0,98	0,99
Coefficienti di profondità	$D_c$		1,44	1,40	1,40	1,40
	$D_q$		1,22	1,32	1,32	1,32
	$D_g$		1,22	1,00	1,00	1,00
Coefficienti inclinazione terreno	$G_c$			1,00	1,00	1,00
	$G_q$			1,00	1,00	1,00
	$G_g$			1,00	1,00	1,00
Coefficienti inclinaz. base fondaz.	$B_c$			1,00	1,00	1,00
	$B_q$			1,00	1,00	1,00
	$B_g$			1,00	1,00	1,00
"Local shear" (Vesic)	$P_c$	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
Indice di rigidità: 65,31	$P_q$	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
Indice di rigidità critico: 47,69	$P_g$	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00

Fattore riduttivo per fondazioni di grande ampiezza: 1,00

Termine c [Kg/cmq]	4,27	5,16	5,02	5,02	5,01
Termine D [Kg/cmq]	0,97	1,03	1,12	1,12	1,12
Termine B [Kg/cmq]	0,17	0,13	0,11	0,20	0,14
$R_d \times \gamma_R$ [Kg/cmq]	5,41	6,32	6,24	6,34	6,28
$R_d$ [Kg/cmq]	2,35	2,75	2,71	2,76	2,73

TAB. 7



Cantiere: SAN BENEDETTO VAL DI SAMBRO - SCUOLA MUSOLESI  
Committente: COMUNE DI SAN BENEDETTO VAL DI SAMBRO  
Progettista: Ing. CLAUDIO CONSORTI

Data: Luglio 2020  
M1 (D.M.17.01.2018)

D.A.2 (GEO) AZIONI SISMICHE

DATI FONDAZIONE	
Tipo:	TRAVATA D
Larghezza B :	0,50 [m]
Lunghezza L :	12,00 [m]
Profondità efficace:	0,80 [m]
Profondità dal p.c. :	0,80 [m]
Inclinazione base:	0 °

Coeff. Parziale  $\gamma_R$  R3= 2,3

Coeff. Sismico  $K_{s,k}$  = 0,05492

COEFFICIENTI PARZIALI

DATI TERRENO	
Angolo di attrito	$\phi = 0^\circ$
Coesione	$c = 0,50$
Modulo di compress.	$E = 60$ [Kg/cmq]
Peso di volume	$\gamma_1 = 1,90$ [t/mc]
Peso di volume	$\gamma_2 = 1,90$ [t/mc]
Inclinazione terreno	0 °

Profondità falda: 10,50 [m dal p.c.]

Spessore terreno non immerso al di sotto del piano di posa: 9,70 [m]  
Profondità zona di scorrimento al di sotto del piano di posa: 0,25 [m]

Coefficiente di Poisson:  $\nu = 0,50$   
Modulo di elasticità tangenziale  $G = 20,00$  [Kg/cmq]  
Coefficiente di spinta attiva  $K_a = 1,00$   
Coefficiente di spinta a riposo  $K_0 = 1,00$   
Coefficiente di spinta passiva  $K_p = 1,00$   
Coefficiente K per coeff. profondità: 1,01

Press. litostatica eff. di confinamento: 0,152 [kg/cmq]  
Peso efficace medio  $\gamma_2 = 1,900$  [t/mc]

		TERZAGHI	MEYERHOF	HANSEN	VESIC	EC7
Coefficienti di capacità portante	$N_c$	5,70	5,14	5,14	5,14	5,14
	$N_q$	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
	$N_g$	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
Krd Terzaghi 10,80						
Coefficienti di forma	$S_c$	1,01	1,01	0,01	0,01	1,01
	$S_q$	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
	$S_g$	0,99	1,00	0,98	0,98	0,99
Coefficienti di profondità	$D_c$		1,32	0,40	0,40	0,40
	$D_q$		1,00	1,00	1,00	1,00
	$D_g$		1,00	1,00	1,00	1,00
Coefficienti inclinazione terreno	$G_c$			0,00	0,00	0,00
	$G_q$			1,00	1,00	1,00
	$G_g$			1,00	1,00	1,00
Coefficienti inclinaz. base fondaz.	$B_c$			0,00	0,00	0,00
	$B_q$			1,00	1,00	1,00
	$B_g$			1,00	1,00	1,00
Coeff. correttivo per effetto cinematico						
funzione di $K_{s,k}$ = 0,05492	$e_{\gamma_k}$	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000
"Local shear" (Vesic)	$P_c$	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
Indice di rigidità: 40,00	$P_q$	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
Indice di rigidità critico: 13,30	$P_g$	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00

Fattore riduttivo per fondazioni di grande ampiezza: 1,00

Termine c	[Kg/cmq]	2,89	3,42	3,63	3,63	3,64
Termine D	[Kg/cmq]	0,15	0,15	0,15	0,15	0,15
Termine B	[Kg/cmq]	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
Rd x $\gamma_R$	[Kg/cmq]	3,04	3,57	3,78	3,78	3,79
Rd	[Kg/cmq]	1,32	1,55	1,65	1,65	1,65

TAB. 8 a

<b>Cantiere:</b>	SAN BENEDETTO VAL DI SAMBRO - SCUOLA MUSOLESI	<b>Data:</b>	luglio 2020
<b>Committente:</b>	COMUNE DI SAN BENEDETTO VAL DI SAMBRO		
<b>Progettista:</b>	Ing. CLAUDIO CONSORTI		
<b>D.A.2 (GEO)</b>	SLU	<b>COEFFICIENTI PARZIALI</b>	M1 (D.M.17.01.2018)
<b>DATI FONDAZIONE</b>			
Tipo:	TRAVATA E	<b>DATI TERRENO</b>	
Larghezza B :	1,45 [m]	Angolo di attrito $\phi$ =	18,5 °
Lunghezza L :	8,00 [m]	Coesione c =	0,26
Profondità efficace:	0,80 [m]	Modulo di compress. E =	60 [Kg/cm <sup>2</sup> ]
Profondità dal p.c. :	0,80 [m]	Peso di volume $\gamma_1$ =	1,90 [t/m <sup>3</sup> ]
Inclinazione base:	0 °	Peso di volume $\gamma_2$ =	1,90 [t/m <sup>3</sup> ]
		Inclinazione terreno	0 °
<b>Coeff. Parziale <math>\gamma_R</math> R3=</b>		<b>Profondità falda:</b>	10,50 [m dal p.c.]
	2,3		

Spessore terreno non immerso al di sotto del piano di posa:	9,70 [m]
Profondità zona di scorrimento al di sotto del piano di posa:	1,01 [m]
Coefficiente di Poisson: $\nu$ :	0,41
Modulo di elasticità tangenziale G :	21,34 [Kg/cm <sup>2</sup> ]
Coefficiente di spinta attiva $K_a$ :	0,62
Coefficiente di spinta a riposo $K_o$ :	0,68
Coefficiente di spinta passiva $K_p$ :	1,83
Coefficiente K per coeff. profondità:	0,55
Press. litostatica eff. di confinamento:	0,152 [kg/cm <sup>2</sup> ]
Peso efficace medio $\gamma_2$	1,900 [t/m <sup>3</sup> ]

		TERZAGHI	MEYERHOF	HANSEN	VESIC	EC7
Coefficienti di capacità portante	$N_c$	16,03	13,51	13,51	13,51	13,51
	$N_q$	6,36	5,52	5,52	5,52	5,52
	$N_g$	3,65	2,20	2,27	4,36	3,03
Krd Terzaghi 20,54						
	$S_c$	1,14	1,09	1,10	1,10	1,09
	$S_q$	1,00	1,05	1,08	1,08	1,08
Coefficienti di forma	$S_g$	0,95	1,05	0,90	0,90	0,93
	$D_c$		1,15	1,22	1,22	1,22
	$D_q$		1,08	1,17	1,17	1,17
Coefficienti di profondità	$D_g$		1,08	1,00	1,00	1,00
	$G_c$			1,00	1,00	1,00
	$G_q$			1,00	1,00	1,00
Coefficienti inclinazione terreno	$G_g$			1,00	1,00	1,00
	$B_c$			1,00	1,00	1,00
	$B_q$			1,00	1,00	1,00
Coefficienti inclinaz. base fondaz.	$B_g$			1,00	1,00	1,00
	$P_c$	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
	$P_q$	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
"Local shear" (Vesic)	$P_g$	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
Indice di rigidità:						
Indice di rigidità critico:						

Fattore riduttivo per fondazioni di grande ampiezza: 1,00

Temine c [Kg/cm <sup>2</sup> ]	4,75	4,43	4,71	4,71	4,69
Temine D [Kg/cm <sup>2</sup> ]	0,97	0,95	1,06	1,06	1,06
Temine B [Kg/cm <sup>2</sup> ]	0,48	0,34	0,28	0,54	0,39
$R_d \times \gamma_p$ [Kg/cm <sup>2</sup> ]	6,20	5,72	6,06	6,32	6,13
$R_d$ [Kg/cm <sup>2</sup> ]	2,69	2,48	2,63	2,75	2,67

TAB. 9

Cantiere: SAN BENEDETTO VAL DI SAMBRO - SCUOLA MUSOLESI

Committente: COMUNE DI SAN BENEDETTO VAL DI SAMBRO

Progettista: Ing. CLAUDIO CONSORTI

Data: Luglio 2020

D.A.2 (GEO) AZIONI SISMICHE

M1 (D.M.17.01.2018)

DATI FONDAZIONE	
Tipo:	TRAVATA E
Larghezza B :	1,45 [m]
Lunghezza L :	6,00 [m]
Profondità efficace:	0,80 [m]
Profondità dal p.c. :	0,80 [m]
Inclinazione base:	0 °

DATI TERRENO	
Angolo di attrito	$\phi = 0^\circ$
Coesione	$c = 0,50$
Modulo di compress.	$E = 60$ [Kg/cmq]
Peso di volume	$\gamma_1 = 1,90$ [t/mc]
Peso di volume	$\gamma_2 = 1,90$ [t/mc]
Inclinazione terreno	0 °

Coeff. Parziale  $\gamma_{R3} = 2,3$

Profondità falda: 10,50 [m dal p.c.]

Coeff. Sismico  $K_{sk} = 0,05492$

Spessore terreno non immerso al di sotto del piano di posa:

9,70 [m]

Profondità zona di scorrimento al di sotto del piano di posa:

0,72 [m]

Coefficiente di Poisson:	$\nu = 0,50$
Modulo di elasticità tangenziale	$G = 20,00$ [Kg/cmq]
Coefficiente di spinta attiva	$K_a = 1,00$
Coefficiente di spinta a riposo	$K_o = 1,00$
Coefficiente di spinta passiva	$K_p = 1,00$
Coefficiente K per coeff. profondità:	0,55

Press. litostatica eff. di confinamento: 0,152 [kg/cmq]

Peso efficace medio  $\gamma_2 = 1,900$  [t/mc]

		TERZAGHI	MEYERHOF	HANSEN	VESIC	EC7
Coefficienti di capacità portante	$N_c$	5,70	5,14	5,14	5,14	5,14
	$N_q$	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
	$N_g$	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
Krd Terzaghi 10,80						
	$S_c$	1,07	1,05	0,05	0,05	1,05
	$S_q$	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
Coefficienti di forma	$S_g$	0,95	1,00	0,90	0,90	0,93
	$D_c$		1,11	0,22	0,22	0,22
	$D_q$		1,00	1,00	1,00	1,00
Coefficienti di profondità	$D_g$		1,00	1,00	1,00	1,00
	$G_c$			0,00	0,00	0,00
	$G_q$			1,00	1,00	1,00
Coefficienti inclinazione terreno	$G_g$			1,00	1,00	1,00
	$B_c$			0,00	0,00	0,00
	$B_q$			1,00	1,00	1,00
Coefficienti inclinaz. base fondaz.	$B_g$			1,00	1,00	1,00
	Coeff. correttivo per effetto cinematico					
	funzione di $K_{sk} = 0,05492$	$e_{pk} = 0,000$	0,000	0,000	0,000	0,000
"Local shear" (Vesic)	$P_c$	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
Indice di rigidità:	40,00 $P_q$	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
Indice di rigidità critica:	12,16 $P_g$	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00

Fattore riduttivo per fondazioni di grande ampiezza:

1,00

Termine c [Kg/cmq]	3,06	2,99	3,26	3,26	3,29
Termine D [Kg/cmq]	0,15	0,15	0,15	0,15	0,15
Termine B [Kg/cmq]	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
$R_d \times \gamma_{R3}$ [Kg/cmq]	3,21	3,14	3,41	3,41	3,44
$R_d$ [Kg/cmq]	1,40	1,37	1,48	1,48	1,50

TAB. 10 a

<b>Cantiere:</b>	SAN BENEDETTO VAL DI SAMBRO - SCUOLA MUSOLESI		
<b>Committente:</b>	COMUNE DI SAN BENEDETTO VAL DI SAMBRO		
<b>Progettista:</b>	Ing. CLAUDIO CONSORTI	<b>Data:</b>	luglio 2020
<b>D.A.2 (GEO)</b>	SLU	<b>COEFFICIENTI PARZIALI</b>	M1 (D.M. 17.01.2018)
<b>DATI FONDAZIONE</b>		<b>DATI TERRENO</b>	
Tipo:	TRAVATA G	Angolo di attrito	$\phi = 18,5^\circ$
Larghezza B :	0,40 [m]	Coesione	$c = 0,26$
Lunghezza L :	6,00 [m]	Modulo di compress.	$E = 60$ [Kg/cmq]
Profondità efficace:	0,80 [m]	Peso di volume	$\gamma_1 = 1,90$ [t/mc]
Profondità dal p.c. :	0,80 [m]	Peso di volume	$\gamma_2 = 1,90$ [t/mc]
Inclinazione base:	0°	Inclinazione terreno	0°
<b>Coeff. Parziale <math>\gamma_{R3}</math></b>	2,3	<b>Profondità falda:</b>	10,50 [m dal p.c.]

Spessore terreno non immerso al di sotto del piano di posa:	9,70 [m]
Profondità zona di scorrimento al di sotto del piano di posa:	0,28 [m]
Coefficiente di Poisson:	$\nu = 0,41$
Modulo di elasticità tangenziale	$G = 21,34$ [Kg/cmq]
Coefficiente di spinta attiva	$K_a = 0,52$
Coefficiente di spinta a riposo	$K_o = 0,68$
Coefficiente di spinta passiva	$K_p = 1,93$
Coefficiente K per coeff. profondità:	1,11
Press. litostatica eff. di confinamento:	0,152 [kg/cmq]
Peso efficace medio	$\gamma_2 = 1,900$ [t/mc]

		TERZAGHI	MEYERHOF	HANSEN	VESIC	EC7
Coefficienti di capacità portante	$N_c$	16,03	13,51	13,51	13,51	13,51
	$N_q$	6,38	5,52	5,52	5,52	5,52
	$N_g$	3,65	2,20	2,27	4,38	3,03
Coefficienti di forma	$S_c$	1,04	1,03	1,03	1,03	1,03
	$S_q$	1,00	1,01	1,02	1,02	1,02
	$S_g$	0,99	1,01	0,97	0,97	0,98
Coefficienti di profondità	$D_c$		1,58	1,44	1,44	1,44
	$D_q$		1,28	1,35	1,35	1,35
	$D_g$		1,28	1,00	1,00	1,00
Coefficienti inclinazione terreno	$G_c$			1,00	1,00	1,00
	$G_q$			1,00	1,00	1,00
	$G_g$			1,00	1,00	1,00
Coefficienti inclinaz. base fondaz.	$B_c$			1,00	1,00	1,00
	$B_q$			1,00	1,00	1,00
	$B_g$			1,00	1,00	1,00
"Local shear" (Vesic)	$P_c$	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
Indice di rigidità:	65,96 $P_q$	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
Indice di rigidità critico:	48,95 $P_g$	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00

Fattore riduttivo per fondazioni di grande ampiezza: 1,00

Termine c	[Kg/cmq]	4,33	5,60	5,21	5,21	5,20
Termine D	[Kg/cmq]	0,97	1,09	1,15	1,15	1,15
Termine B	[Kg/cmq]	0,14	0,11	0,08	0,16	0,11
$R_d \times \gamma_f$	[Kg/cmq]	5,43	6,80	6,44	6,52	6,46
$R_d$	[Kg/cmq]	2,36	2,96	2,80	2,84	2,81

TAB. 11

Cantiere: SAN BENEDETTO VAL DI SAMBRO - SCUOLA MUSOLESI

Committente: COMUNE DI SAN BENEDETTO VAL DI SAMBRO

Progettista: Ing. CLAUDIO CONSORTI

Data: Luglio 2020

D.A.2 (GEO)

AZIONI SISMICHE

COEFFICIENTI PARZIALI

M1 (D.M.14.01.2008)

DATI FONDAZIONE	
Tipo:	TRAVATA G
Larghezza B :	0,40 [m]
Lunghezza L :	6,00 [m]
Profondità efficace:	0,80 [m]
Profondità dal p.c. :	0,80 [m]
Inclinazione base:	0 °

DATI TERRENO		
Angolo di attrito	$\phi =$	0 °
Coesione	$c =$	0,50
Modulo di compress.	$E =$	60 [Kg/cmq]
Peso di volume	$\gamma_1 =$	1,90 [t/mc]
Peso di volume	$\gamma_2 =$	1,90 [t/mc]
Inclinazione terreno		0 °

Coeff. Parziale $\gamma_R R3=$	2,3
--------------------------------	-----

Profondità falda:	10,50 [m dal p.c.]
-------------------	--------------------

Coeff. Sismico $K_{thk} =$	0,05492
----------------------------	---------

Spessore terreno non immerso al di sotto del piano di posa: 9,70 [m]

Profondità zona di scorrimento al di sotto del piano di posa: 0,20 [m]

Coefficiente di Poisson:	$\nu :$	0,50
Modulo di elasticità tangenziale	$G :$	20,00 [Kg/cmq]
Coefficiente di spinta attiva	$K_a :$	1,00
Coefficiente di spinta a riposo	$K_o :$	1,00
Coefficiente di spinta passiva	$K_p :$	1,00
Coefficiente K per coeff. profondità:		1,11

Press. litostatica eff. di confinamento: 0,152 [kg/cmq]

Peso efficace medio  $\gamma_2$  1,900 [t/mc]

		TERZAGHI	MEYERHOF	HANSEN	VESIC	EC7
Coefficienti di capacità portante	$N_c$	5,70	5,14	5,14	5,14	5,14
	$N_q$	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
	$N_g$	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
Coefficienti di forma	$S_c$	1,02	1,01	0,01	0,01	1,01
	$S_q$	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
	$S_g$	0,99	1,00	0,97	0,97	0,98
Coefficienti di profondità	$D_c$		1,40	0,44	0,44	0,44
	$D_q$		1,00	1,00	1,00	1,00
	$D_g$		1,00	1,00	1,00	1,00
Coefficienti inclinazione terreno	$G_c$			0,00	0,00	0,00
	$G_q$			1,00	1,00	1,00
	$G_g$			1,00	1,00	1,00
Coefficienti inclinaz. base fondaz.	$B_c$			0,00	0,00	0,00
	$B_q$			1,00	1,00	1,00
	$B_g$			1,00	1,00	1,00
Coeff. correttivo per effetto cinematico						
funzione di $K_{thk} =$ 0,05492		$e_{pk}$	0,000	0,000	0,000	0,000
"Local shear" (Vesic)		$P_c$	1,00	1,00	1,00	1,00
Indice di rigidità: 40,00		$P_q$	1,00	1,00	1,00	1,00
Indice di rigidità critico: 13,16		$P_g$	1,00	1,00	1,00	1,00

Fattore riduttivo per fondazioni di grande ampiezza: 1,00

Termine c	[Kg/cmq]	2,91	3,65	3,74	3,74	3,76
Termine D	[Kg/cmq]	0,15	0,15	0,15	0,15	0,15
Termine B	[Kg/cmq]	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
$R_d \times \gamma_F$	[Kg/cmq]	3,06	3,80	3,89	3,89	3,91
$R_d$	[Kg/cmq]	1,33	1,65	1,69	1,69	1,70

TAB. 12 a

Cantiere: SAN BENEDETTO VAL DI SAMBRO - SCUOLA MUSOLESI  
Committente: COMUNE DI SAN BENEDETTO VAL DI SAMBRO  
Progettista: Ing. CLAUDIO CONSORTI  
D.A.2 (GEO) SLU

Data: luglio 2020  
M1 (D.M.17.01.2018)

DATI FONDAZIONE	
Tipo:	TRAVATA A lato giardino
Larghezza B :	0,75 [m]
Lunghezza L :	30,00 [m]
Profondità efficace:	0,55 [m]
Profondità dal p.c. :	0,55 [m]
Inclinazione base:	0 °

COEFFICIENTI PARZIALI			
DATI TERRENO			
Angolo di attrito	$\phi$ =	18,5 °	
Coesione	c =	0,26	
Modulo di compress.	E =	60 [Kg/cmq]	
Peso di volume	$\gamma_1$ =	1,90 [t/mc]	
Peso di volume	$\gamma_2$ =	1,90 [t/mc]	
Inclinazione terreno		0 °	

Coeff. Parziale  $\gamma_R$  R3= 2,3

Profondità falda: 10,50 [m dal p.c.]

Spessore terreno non immerso al di sotto del piano di posa: 9,95 [m]  
Profondità zona di scorrimento al di sotto del piano di posa: 0,52 [m]

Coefficiente di Poisson:  $\nu$  : 0,41  
Modulo di elasticità tangenziale G : 21,34 [Kg/cmq]  
Coefficiente di spinta attiva Ka : 0,52  
Coefficiente di spinta a riposo Ko : 0,68  
Coefficiente di spinta passiva Kp : 1,93  
Coefficiente K per coeff. profondità: 0,73

Press. litostatica eff. di confinamento: 0,105 [kg/cmq]  
Peso efficace medio  $\gamma_2$  1,900 [t/mc]

		TERZAGHI	MEYERHOF	HANSEN	VESIC	EC7
Coefficienti di capacità portante	Nc	16,03	13,51	13,51	13,51	13,51
	Nq	6,36	5,52	5,52	5,52	5,52
	Ng	3,65	2,20	2,27	4,36	3,03
Krd Terzaghi 20,54	Sc	1,01	1,01	1,01	1,01	1,01
	Sq	1,00	1,00	1,01	1,01	1,01
	Sg	1,00	1,00	0,99	0,99	0,99
Coefficienti di profondità	Dc		1,20	1,29	1,29	1,29
	Dq		1,10	1,23	1,23	1,23
	Dg		1,10	1,00	1,00	1,00
Coefficienti inclinazione terreno	Gc			1,00	1,00	1,00
	Gq			1,00	1,00	1,00
	Gg			1,00	1,00	1,00
Coefficienti inclinaz. base fondaz.	Bc			1,00	1,00	1,00
	Bq			1,00	1,00	1,00
	Bg			1,00	1,00	1,00
"Local shear" (Vesic)	Pc	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
Indice di rigidità:	66,94 Pq	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
Indice di rigidità critico:	48,19 Pg	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00

Fattore riduttivo per fondazioni di grande ampiezza: 1,00

Termine c [Kg/cmq]	4,23	4,27	4,59	4,59	4,59
Termine D [Kg/cmq]	0,66	0,64	0,71	0,71	0,71
Termine B [Kg/cmq]	0,26	0,17	0,16	0,31	0,21
Rd x $\gamma_R$ [Kg/cmq]	5,15	5,08	5,46	5,61	5,52
Rd [Kg/cmq]	2,24	2,21	2,38	2,44	2,40

TAB. 13



Cantiere: SAN BENEDETTO VAL DI SAMBRO - SCUOLA MUSOLESI

Committente: COMUNE DI SAN BENEDETTO VAL DI SAMBRO

Progettista: Ing. CLAUDIO CONSORTI

Data: Luglio 2020

D.A.2 (GEO) AZIONI SISMICHE

M1 (D.M.17.01.2018)

DATI FONDAZIONE	
Tipo:	TRAVATA A lato giardino
Larghezza B :	0,75 [m]
Lunghezza L :	30,00 [m]
Profondità efficace:	0,55 [m]
Profondità dal p.c. :	0,55 [m]
Inclinazione base:	0 °

COEFFICIENTI PARZIALI		
DATI TERRENO		
Angolo di attrito	$\phi =$	0 °
Coesione	$c =$	0,50
Modulo di compress.	$E =$	60 [Kg/cmq]
Peso di volume	$\gamma_1 =$	1,90 [t/mc]
Peso di volume	$\gamma_2 =$	1,90 [t/mc]
Inclinazione terreno		0 °

Coeff. Parziale  $\gamma_{R3} =$  2,3

Profondità falda: 10,50 [m dal p.c.]

Coeff. Sismico  $K_{sk} =$  0,05492

Spessore terreno non immerso al di sotto del piano di posa:

9,95 [m]

Profondità zona di scorrimento al di sotto del piano di posa:

0,37 [m]

Coefficiente di Poisson:	$\nu :$	0,50
Modulo di elasticità tangenziale	$G :$	20,00 [Kg/cmq]
Coefficiente di spinta attiva	$K_a :$	1,00
Coefficiente di spinta a riposo	$K_o :$	1,00
Coefficiente di spinta passiva	$K_p :$	1,00
Coefficiente K per coeff. profondità:		0,73

Press. litostatica eff. di confinamento: 0,105 [kg/cmq]

Peso efficace medio  $\gamma_2$  1,900 [t/mc]

		TERZAGHI	MEYERHOF	HANSEN	VESIC	EC7
Coefficienti di capacità portante	$N_c$	5,70	5,14	5,14	5,14	5,14
	$N_q$	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
	$N_g$	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
Krd Terzaghi 10,80						
Coefficienti di forma	$S_c$	1,01	1,00	0,01	0,01	1,01
	$S_q$	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
	$S_g$	1,00	1,00	0,99	0,99	0,99
Coefficienti di profondità	$D_c$		1,15	0,29	0,29	0,29
	$D_q$		1,00	1,00	1,00	1,00
	$D_g$		1,00	1,00	1,00	1,00
Coefficienti inclinazione terreno	$G_c$			0,00	0,00	0,00
	$G_q$			1,00	1,00	1,00
	$G_g$			1,00	1,00	1,00
Coefficienti inclinaz. base fondaz.	$B_c$			0,00	0,00	0,00
	$B_q$			1,00	1,00	1,00
	$B_g$			1,00	1,00	1,00
Coeff. correttivo per effetto cinematico funzione di $K_{sk}$ 0,05492	$e_{sk}$	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000
"Local shear" (Vesic)	$P_c$	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
Indice di rigidità:	40,00 $P_q$	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
Indice di rigidità critico:	13,40 $P_g$	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00

Fattore riduttivo per fondazioni di grande ampiezza:

1,00

Termine c [Kg/cmq]	2,87	2,96	3,34	3,34	3,34
Termine D [Kg/cmq]	0,10	0,10	0,10	0,10	0,10
Termine B [Kg/cmq]	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
$R_d \times \gamma_{R3}$ [Kg/cmq]	2,98	3,07	3,44	3,44	3,44
$R_d$ [Kg/cmq]	1,29	1,33	1,50	1,50	1,50

TAB. 14 a

Cantiere: SAN BENEDETTO VAL DI SAMBRO - SCUOLA MUSOLESI

Committente: COMUNE DI SAN BENEDETTO VAL DI SAMBRO

Progettista: Ing. CLAUDIO CONSORTI

Data: luglio 2020

D.A.2 (GEO) SLU

M1 (D.M.17.01.2018)

DATI FONDAZIONE	
Tipo:	FONDAZIONE PALESTRA
Larghezza B :	1,00 [m]
Lunghezza L :	30,00 [m]
Profondità efficace:	0,90 [m]
Profondità dal p.c. :	0,90 [m]
Inclinazione base:	0 °

COEFFICIENTI PARZIALI		
DATI TERRENO		
Angolo di attrito	$\phi =$	18,5 °
Coesione	$c =$	0,26
Modulo di compress.	$E =$	60 [Kg/cmq]
Peso di volume	$\gamma_1 =$	1,90 [t/mc]
Peso di volume	$\gamma_2 =$	1,90 [t/mc]
Inclinazione terreno		0 °

Coeff. Parziale  $\gamma_R$  R3= 2,3

Profondità falda: 10,50 [m dal p.c.]

Spessore terreno non immerso al di sotto del piano di posa: 9,60 [m]

Profondità zona di scorrimento al di sotto del piano di posa: 0,69 [m]

Coefficiente di Poisson:  $\nu :$  0,41  
Modulo di elasticità tangenziale  $G :$  21,34 [Kg/cmq]  
Coefficiente di spinta attiva  $K_a :$  0,52  
Coefficiente di spinta a riposo  $K_o :$  0,68  
Coefficiente di spinta passiva  $K_p :$  1,93  
Coefficiente K per coeff. profondità: 0,90

Press. litostatica eff. di confinamento: 0,171 [kg/cmq]

Peso efficace medio  $\gamma_2$  1,900 [t/mc]

		TERZAGHI	MEYERHOF	HANSEN	VESIC	EC7
Coefficienti di capacità portante	$N_c$	16,03	13,51	13,51	13,51	13,51
	$N_q$	6,38	5,52	5,52	5,52	5,52
	$N_g$	3,65	2,20	2,27	4,36	3,03
Coefficienti di forma	$S_c$	1,02	1,01	1,01	1,01	1,01
	$S_q$	1,00	1,01	1,01	1,01	1,01
	$S_g$	0,99	1,01	0,99	0,99	0,99
Coefficienti di profondità	$D_c$		1,25	1,36	1,36	1,36
	$D_q$		1,13	1,28	1,28	1,28
	$D_g$		1,13	1,00	1,00	1,00
Coefficienti inclinazione terreno	$G_c$			1,00	1,00	1,00
	$G_q$			1,00	1,00	1,00
	$G_g$			1,00	1,00	1,00
Coefficienti inclinaz. base fondaz.	$B_c$			1,00	1,00	1,00
	$B_q$			1,00	1,00	1,00
	$B_g$			1,00	1,00	1,00
"Local shear" (Vesic)	$P_c$	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
Indice di rigidità:	61,15 $P_q$	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
Indice di rigidità critico:	47,84 $P_g$	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00

Fattore riduttivo per fondazioni di grande ampiezza: 1,00

Termine c	[Kg/cmq]	4,25	4,45	4,84	4,84	4,84
Termine D	[Kg/cmq]	1,09	1,07	1,22	1,22	1,22
Termine B	[Kg/cmq]	0,34	0,24	0,21	0,41	0,28
$R_d \times \gamma_R$	[Kg/cmq]	5,68	5,75	6,28	6,47	6,35
$R_d$	[Kg/cmq]	2,47	2,50	2,73	2,81	2,76

TAB. 15



Cantiere: SAN BENEDETTO VAL DI SAMBRO - SCUOLA MUSOLESI

Committente: COMUNE DI SAN BENEDETTO VAL DI SAMBRO

Progettista: Ing. CLAUDIO CONSORTI

Data: Luglio 2020

D.A.2 (GEO) AZIONI SISMICHE

M1 (D.M.17.01.2018)

DATI FONDAZIONE	
Tipo:	FONDAZIONE PALESTRA
Larghezza B :	1,00 [m]
Lunghezza L :	30,00 [m]
Profondità efficace:	0,90 [m]
Profondità dal p.o. :	0,90 [m]
Inclinazione base:	0 °

DATI TERRENO	
Angolo di attrito	$\phi = 0^\circ$
Coesione	$c = 0,50$
Modulo di compress.	$E = 80$ [Kg/cmq]
Peso di volume	$\gamma_1 = 1,90$ [t/mc]
Peso di volume	$\gamma_2 = 1,90$ [t/mc]
Inclinazione terreno	0 °

Coeff. Parziale  $\gamma_{R3} = 2,3$

Profondità falda: 10,50 [m dal p.c.]

Coeff. Sismico  $K_{sk} = 0,05492$

Spessore terreno non immerso al di sotto del piano di posa:

9,60 [m]

Profondità zona di scorrimento al di sotto del piano di posa:

0,50 [m]

Coefficiente di Poisson:  $\nu = 0,50$   
Modulo di elasticità tangenziale  $G = 20,00$  [Kg/cmq]  
Coefficiente di spinta attiva  $K_a = 1,00$   
Coefficiente di spinta a riposo  $K_o = 1,00$   
Coefficiente di spinta passiva  $K_p = 1,00$   
Coefficiente K per coeff. profondità: 0,90

Press. litostatica eff. di confinamento: 0,171 [kg/cmq]

Peso efficace medio  $\gamma_2 = 1,900$  [t/mc]

		TERZAGHI	MEYERHOF	HANSEN	VESIC	EC7
Coefficienti di capacità portante	$N_c$	5,70	5,14	5,14	5,14	5,14
	$N_q$	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
	$N_g$	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
Krd Terzaghi 10,80						
	$S_c$	1,01	1,01	0,01	0,01	1,01
	$S_q$	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
Coefficienti di forma	$S_g$	0,99	1,00	0,99	0,99	0,99
	$D_c$		1,18	0,38	0,38	0,38
	$D_q$		1,00	1,00	1,00	1,00
Coefficienti di profondità	$D_g$		1,00	1,00	1,00	1,00
	$G_c$			0,00	0,00	0,00
	$G_q$			1,00	1,00	1,00
Coefficienti inclinazione terreno	$G_g$			1,00	1,00	1,00
	$B_c$			0,00	0,00	0,00
	$B_q$			1,00	1,00	1,00
Coefficienti inclinaz. base fondaz.	$B_g$			1,00	1,00	1,00
Coeff. correttivo per effetto cinematico						
funzione di $K_{sk} = 0,05492$						
"Local shear" (Vesic)	$e_{sk}$	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000
	$P_c$	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
	$P_q$	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
Indice di rigidità:	40,00					
Indice di rigidità critico:	13,35					
	$P_g$	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00

Fattore riduttivo per fondazioni di grande ampiezza:

1,00

Termine c [Kg/cmq]	2,88	3,05	3,51	3,51	3,52
Termine D [Kg/cmq]	0,17	0,17	0,17	0,17	0,17
Termine B [Kg/cmq]	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
$R_d \times \gamma_{R3}$ [Kg/cmq]	3,05	3,22	3,68	3,68	3,69
$R_d$ [Kg/cmq]	1,33	1,40	1,60	1,60	1,60

TAB. 16 a

### 3.5 Tabella riassuntiva dei risultati del calcolo delle resistenze di progetto

Si riporta di seguito una tabella riassuntiva dei risultati dei calcoli condotti.

Per ogni trave analizzata si riporta il numero delle relative tabelle di calcolo (SLU ed SLV) e le resistenze di progetto ottenute; nel caso delle verifiche in condizioni sismiche (SLV) si riporta anche la resistenza di progetto allo scorrimento.

**Resistenze di progetto (carico verticale centrato)**

	SLU	Rd	SLV	Rd	Rd Scorr.
Travi	Tab.	[kg/cm <sup>2</sup> ]	Tab.	[kg/cm <sup>2</sup> ]	[t/m <sup>2</sup> ]
A	1	2,6	2	1,56	4,54
B	3	2,64	4	1,56	4,54
C	5	2,68	6	1,59	4,54
D	7	2,73	8	1,65	4,54
E	9	2,67	10	1,50	4,54
G	11	2,81	12	1,70	4,54
A (giardino)	13	2,4	14	1,5	4,54
Palestra	15	2,76	16	1,6	4,54

Come si può notare, i valori di Rd ottenuti per le varie travi risultano assai simili; essi variano infatti solo in funzione delle dimensioni geometriche della trave, con modesta variazione in termini di portanza unitari (kg/cm<sup>2</sup>).

Si nota inoltre che le verifiche SLU, che sono state condotte a lungo termine dato che l'edificio è presente da svariati decenni, portano sempre a valori di Rd più elevati di quelli ottenuti nelle verifiche SLV; ciò può essere ritenuto normale in un terreno dotato di non elevata coesione in termini di sforzi totali, e tanto più nel caso in oggetto in cui la coesione a lungo termine  $c_k$  assume un valore non trascurabile in rapporto alla coesione non drenata  $c_{uk}$ .

### 3.6 Verifiche geotecniche

Come si evince dalla Relazione di Calcolo, il valore di progetto  $E_d$  della tensione è sempre inferiore al valore  $R_d$  di progetto della resistenza del sistema geotecnico. Le verifiche sono pertanto soddisfatte.

## 4 PORTATA DEI MICROPALI

### 4.1 Considerazioni generali

Per quanto concerne i criteri di dimensionamento geotecnico dei micropali, si deve osservare che il carico limite dipende molto dalla tecnologia esecutiva. Si deve così distinguere tra micropali iniettati a gravità, micropali ad iniezione globale unica (IGU), micropali valvolati con iniezione ripetuta selettiva (IRS).

Per i micropali iniettati a gravità, le condizioni di funzionamento sono simili a quelle di un palo trivellato di maggior diametro, anche se alcuni coefficienti da inserire nel calcolo possono risultare più favorevoli.

Per i micropali IGU (iniezione globale unica) e, soprattutto, per i micropali IRS (micropali valvolati con iniezione ripetuta selettiva), la capacità portante ottenibile risulta assai superiore.

Si riporteranno di seguito note sul calcolo geotecnico dei pali trivellati (iniezione a gravità).

Convenzionalmente, la portata totale di un palo è espressa come somma della portata di base  $Q_b$  e della portata per resistenza allo scorrimento laterale all'interfaccia palo-terreno  $Q_l$ .

Tale suddivisione è solo convenzionale, in quanto in realtà le due resistenze si mobilitano per cedimenti assai diversi e con leggi non monotonicamente crescenti; pertanto, non è certo che le resistenze massime  $Q_b$  e  $Q_l$  siano contemporaneamente disponibili.

In particolare, la resistenza laterale viene interamente mobilitata con uno scorrimento palo-terreno abbastanza ridotto (dell'ordine di 1 cm) e praticamente indipendente dal diametro del palo, mentre la resistenza per punta richiede cedimenti assai più elevati per la sua intera mobilitazione, che sono inoltre proporzionali al diametro del palo e giungono ad essere pari al 10% od addirittura al 20% di tale diametro, risultando pertanto inaccettabili soprattutto per pali di grande diametro.

Si ritiene solitamente che la relazione:

$$Q_t = Q_p + Q_l$$

mantenga la sua validità per pali di piccolo e medio diametro, mentre per pali di grande diametro tale semplificazione risulta decisamente inaccettabile, ed in questo caso si deve tener conto dello sforzo alla punta in corrispondenza del quale si verificano nel terreno le prime deformazioni plastiche.

I micropali rientrano senz'altro nel caso di pali di piccolo diametro. Nel caso in oggetto poi, in cui è previsto l'appoggio della punta su terreni litoidi, a maggior ragione la portata

di base si svilupperà per cedimento contenuti e compatibili anche con la portata laterale.

Per ogni stato limite ultimo, tra cui lo SLU di tipo geotecnico relativo al collasso per carico limite dell'insieme fondazione-terreno, deve essere rispettata la condizione:

$$E_d \leq R_d$$

dove  $E_d$  è il valore di progetto dell'azione o dell'effetto dell'azione ed  $R_d$  è il valore di progetto della resistenza del sistema geotecnico.

Per quanto riguarda i pali, al punto 6.4.3.1.1. del D.M. 17.01.2018 si definisce che il valore di progetto  $R_d$  della resistenza si ottiene a partire dal valore caratteristico  $R_k$ , applicando i coefficienti parziali  $\gamma_R$  riportati nella tabella che segue:

**Tab. 6.4.II – Coefficienti parziali  $\gamma_R$  da applicare alle resistenze caratteristiche a carico verticale dei pali**

Resistenza	Simbolo	Pali infissi	Pali trivellati	Pali ad elica continua
	$\gamma_R$	(R3)	(R3)	(R3)
Base	$\gamma_b$	1,15	1,35	1,3
Laterale in compressione	$\gamma_s$	1,15	1,15	1,15
Totale (*)	$\gamma$	1,15	1,30	1,25
Laterale in trazione	$\gamma_{st}$	1,25	1,25	1,25

(\*) da applicare alle resistenze caratteristiche dedotte dai risultati di prove di carico di progetto.

Il valore caratteristico  $R_k$  viene ottenuto a partire dai parametri caratteristici.

Nella stima del valore caratteristico, si deve poi tenere conto della precisione del modello geotecnico, ovvero del numero di verticali indagate, applicando i fattori di correlazione riportati in Tab. 6.4.IV, come indicato dal seguente passo del D.M. 17.01.2018:

- (b) Con riferimento alle procedure analitiche che prevedano l'utilizzo dei parametri geotecnici o dei risultati di prove in sito, il valore caratteristico della resistenza  $R_{c,k}$  (o  $R_{t,k}$ ) è dato dal minore dei valori ottenuti applicando alle resistenze calcolate  $R_{c,cal}$  ( $R_{t,cal}$ ) i fattori di correlazione  $\xi$  riportati nella Tab. 6.4.IV, in funzione del numero  $n$  di verticali di indagine:

$$R_{c,k} = \text{Min} \left\{ \frac{(R_{c,cal})_{media}}{\xi_3}, \frac{(R_{c,cal})_{min}}{\xi_4} \right\} \quad (6.2.10)$$

$$R_{t,k} = \text{Min} \left\{ \frac{(R_{t,cal})_{media}}{\xi_3}, \frac{(R_{t,cal})_{min}}{\xi_4} \right\} \quad (6.2.11)$$

**Tabella 6.4.IV – Fattori di correlazione  $\xi$  per la determinazione della resistenza caratteristica in funzione del numero di verticali indagate.**

Numero di verticali indagate	1	2	3	4	5	7	$\geq 10$
$\xi_3$	1,70	1,65	1,60	1,55	1,50	1,45	1,40
$\xi_4$	1,70	1,55	1,48	1,42	1,34	1,28	1,21

Nel caso in oggetto, in cui la stratigrafia ed i parametri geotecnici sono stati stimati sulla base di n. 1 sondaggio geognostico, si utilizzerà, per la stima della resistenza a compressione  $R_{ck}$ , il fattore di correlazione  $\xi=,70$ .

Si descrivono di seguito le formule analitiche con cui saranno calcolate le resistenze nel caso di micropalo iniettato a gravità.

## 4.2 Portata laterale

La portata laterale in terreno coesivo (condizioni non drenate) si calcola con:

$$q_l = \alpha c_u$$

Si suppone in pratica che l'adesione sia pari ad una aliquota della coesione non drenata; il fattore di riduzione  $\alpha$  viene valutato diversamente per i vari tipi di palo; per i micropali iniettati a gravità Bruce definisce per  $\alpha$  un valore variabile da 0,6 a 0,8; di seguito si utilizzerà allora  $\alpha = 0,7$ .

La portata laterale in terreno attritivo si calcola con:

$$Q_l = A_l \times q_l$$

dove:

$A_l$  : superficie laterale del fusto

$q_l$  : portata laterale unitaria

Si ha poi:

$$q_l = K \mu \sigma'_{vo}$$

Conglobando  $k$  e  $\mu$  in un unico fattore, si ottiene:

$$q_l = \beta \sigma'_{vo}$$

dove  $\beta = K \mu$

da cui la definizione di "metodo  $\beta$ "

Il termine  $\sigma'_{vo}$  indica la tensione litostatica efficace alla profondità considerata (calcolata in pratica nella mezzera del livello di cui si analizza il contributo), che viene convertita in tensione orizzontale tramite il coefficiente di spinta  $K$ .

Dato che la tensione verticale effettivamente agente intorno al palo differisce da quella litostatica e non è pertanto una tensione principale, il coefficiente  $K$  deve essere ritenuto soprattutto un coefficiente empirico, che dipende oltretutto grandemente dalla tecnica esecutiva del palo e dalle caratteristiche del terreno.

Le "Raccomandazioni sui pali di fondazione" redatte dall'A.G.I. (Associazione Geotecnica Italiana) pongono invece, sempre per pali trivellati (anche grande diametro),  $K = 0,4 \div 0,7$ , con valore decrescente con la profondità.

Secondo Reese e Write, se la lunghezza del palo è inferiore alla profondità critica, si può porre  $K = 0,7$  e  $\mu = \tan \Phi$  dove  $\Phi$  è l'angolo di attrito del terreno.

La profondità critica è quella profondità al di sotto della quale non si ha un progressivo incremento della resistenza per attrito come sembrerebbe conseguire dal progressivo incremento del valore  $\sigma'_{vo}$ .

Quanto sopra vale in genere per i pali; per i micropali iniettati a gravità viene indicato (Juran et Alii, 1999):

$$K = K_o = (1 - \sin \Phi') \text{OCR} \sin \Phi'$$

Dove  $K_o$  è il coefficiente di spinta a riposo, che per terreno normalconsolidato si può stimare con la formula di Jaki  $K_o = (1 - \sin \Phi')$ , introducendo poi una correzione per il grado di sovraconsolidazione OCR.

Alternativamente, viene indicato anche:

$$K = 0,7$$

Nel caso in oggetto si porrà  $K=0,7$ , dato che, tenendo conto del grado di sovraconsolidazione dei terreni definito nella relazione geologica, si otterrebbe un valore di  $K$  maggiore.

Con  $\mu$  si indica poi il termine di attrito, che dipende dalla scabrezza dell'interfaccia palo-terreno; per pali in calcestruzzo gettati in opera si assume solitamente  $\mu = \tan \Phi$ , come già visto in base alle indicazioni di Reese e Write.

### 4.3 Portata alla base

L'angolo di attrito interno utilizzato per il calcolo della portata alla base di un palo deve tener conto della densità relativa del deposito e del livello di tensione; in pratica, per un palo trivellato poggiante in terreno incoerente l'angolo di attrito da inserire nel calcolo viene solitamente ridotto di  $3^\circ$  rispetto all'angolo di attrito del terreno indisturbato (Poulos e Davis, Kishida); ciò per tenere conto del disturbo provocato dalla trivellazione. Nel caso di micropali, tale riduzione vale evidentemente per pali iniettati a gravità, in quanto l'iniezione a pressione tende a ristabilire lo stato tensionale disturbato dalla perforazione.

La portata di base sarà data da:

$$Q_p = A \times q_p$$

in cui  $A$  è l'area di base e  $q_p$  la resistenza unitaria; si ha allora per terreno attritivo (condizioni drenate)

$$q_p = N_q \times \sigma'_{vo}$$

in cui  $\sigma'_{vo}$  è la pressione litostatica efficace alla profondità della punta del palo e  $N_q$  un fattore di capacità portante che differisce da quello delle fondazioni superficiali in funzione della specifica geometria del problema.

Dalla relazione sopra riportata conseguirebbe che la resistenza alla punta possa crescere linearmente ed indefinitamente con la profondità, mentre ciò in realtà non si verifica: al di sotto di una certa profondità critica la  $q_p$  rimane infatti all'incirca costante.

La spiegazione più accreditata di tale fenomeno è quella dovuta a Berezantzev, il quale ipotizza che il terreno in un intorno del palo tenda ad essere sorretto dal contatto con il palo ed il terreno circostante ("effetto silo"), in modo tale che la tensione verticale alla base risulta inferiore a quella litostatica.

Berezantzev stesso fornisce dei grafici in cui il valore determinabile di  $N_q$  tiene conto di tale effetto, lasciando invariata nell'espressione sopra riportata il valore della tensione litostatica.

Sempre Berezantzev fornisce poi grafici per la stima del valore  $N_q$  per tenere conto della sola portata alla punta mobilitabile alle prime deformazioni plastiche, ma ciò vale, come visto, per pali di grande diametro e non per i micropali.

In caso di resistenza anche per coesione, il fattore di capacità portante  $N_c$  è collegato ad  $N_q$  da:

$$N_c = (N_q - 1) \operatorname{ctg} \Phi$$

La resistenza alla base per coesione sarà allora data da

$$P = c N_c$$

Se in condizioni non drenate il valore di  $\Phi$  è uguale a 0, si pone  $N_c = 9$ .

I calcoli condotti secondo quanto sopra riportato sono esposti nel successivo paragrafo.

#### **4.4 Risultati dei calcoli di portata del micropalo e verifiche geotecniche**

I calcoli condotti per micropali iniettati a gravità risulteranno più cautelativi rispetto a micropali ad iniezione unica a bassa pressione od a micropali valvolati (iniezione ripetuta e selettiva).

I calcoli sono stati condotti con appositi fogli di calcolo; per la portata laterale (TABB. 17 e 18) si stima il contributo di ogni singolo livello, per pali di lunghezza progressivamente maggiore, nonché la portata complessiva fino ad una determinata profondità.

In tal modo, sarà possibile dedurre la portata di pali di lunghezza via via crescente fino alla lunghezza massima di 18 m immessa nel calcolo.

In TAB. 17 è svolto il calcolo con i parametri geotecnici, per i terreni di copertura, in condizioni di sforzi totali; in TAB. 18 invece in condizioni di sforzi efficaci.

I risultati ottenuti in condizioni di sforzi totali sono leggermente più cautelativi.

Un ulteriore contributo alla portata in compressione deriverà dalla resistenza di base del palo; ciò anche se, dato il piccolo diametro, la resistenza di base di un micropalo risulta solitamente secondaria rispetto alla portata laterale. La portata di base è calcolata nella TAB. 19.

Lo sforzo massimo di compressione avviene in condizioni sismiche, con valore di 22.511 kg. Tale valore si ottiene con la portata laterale calcolata in TAB. 17 per un micropalo di profondità 13 m ( $R_d = 23.176$  kg). A ciò si aggiunge la portata di base calcolata in TAB. 19, che risulta di circa 2 t, per un totale di 25 t circa. Risulta quindi rispettato il massimo sforzo di compressione anche tenendo conto del peso del palo.

Il massimo sforzo di trazione, risulta di 13184 kg; ovvero ben inferiore allo sforzo di compressione. In questo caso la resistenza di base non deve essere evidentemente tenuta in conto, mentre il peso del palo contribuisce alla resistenza.

Occorre poi tenere conto dei diversi coefficienti da utilizzare ai sensi D.M. 17.01.2018, ed in particolare del valore  $\gamma_{R3} = 1,25$  (invece di 1,15 come per la compressione).

La resistenza laterale in trazione del palo lungo 13 risulterebbe allora:

$$23.176 \times 1,15/1,25 = 21.391 \text{ kg}$$

Con la lunghezza di 13 m risulta pertanto ampiamente verificata anche la resistenza agli sforzi di trazione.

Si nota infine che, con interasse tra i micropali mai inferiore a 3d, l'efficienza della palificata può essere considerata  $=1$ ; questo in quanto la superficie laterale che circoscrive il gruppo di pali risulta superiore alla somma delle superfici laterali dei singoli pali.



STATO LIMITE ULTIMO PER COLLASSO PALIFICATA RISPETTO CARICHI ASSIALI PORTATA LATERALE IN COMPRESSIONE MICROPALO INIETTATO A GRAVITA'											
D.A. 2	(A1+M1+R3) D.M. 17.01.2018										
Cantiere:	San Benedetto Val di Sambro - Scuola Musolesi										
Committente:	COMUNE DI SAN BENEDETTO VAL DI SAMBRO										
Progetto:	Ing. CLAUDIO CONSORTI										
Tipo palo: micropalo iniettato a gravità con testa iniezione											
Diametro palo: 20 cm											
Prof. falda: 10,5 m (da testa palo)											
TENSIONI TOTALI											
Coeff. parziale $\gamma_R$ da applicare alle resistenze caratteristiche R3:											1,15
Fattore di correlazione $\zeta$ per determinaz. res. caratteristica in funzione del numero di verticali indagate:											1,7
Stratif.											
DA	A	$\gamma$	P'o	c	$\phi$	$\alpha$	K	$\mu$	DR <sub>cal</sub>	R <sub>cal</sub>	Rdl
0,0	1,0	1,80	0,086	0,460	0	0,70	0,7	0	1922	1922	983
1,0	2,0	1,90	0,271	0,460	0	0,70	0,7	0	2124	4046	2070
2,0	3,0	1,90	0,466	0,460	0	0,70	0,7	0	2023	6070	3105
3,0	4,0	1,90	0,656	0,460	0	0,70	0,7	0	2023	8093	4140
4,0	5,0	1,90	0,846	0,460	0	0,70	0,7	0	2023	10116	5174
5,0	6,0	1,90	1,036	0,460	0	0,70	0,7	0	2023	12139	6209
6,0	7,0	1,90	1,226	0,460	0	0,70	0,7	0	2023	14162	7244
7,0	8,0	1,90	1,416	0,460	0	0,70	0,7	0	2023	16185	8279
8,0	9,0	1,90	1,606	0,460	0	0,70	0,7	0	2023	18209	9314
9,0	10,0	2,00	1,801	0,510	27	0,70	0,7	0,51	6278	24487	12525
10,0	10,5	2,00	1,951	0,510	27	0,70	0,7	0,51	3307	27794	14217
10,5	11,0	2,00	2,026	0,510	27	0,70	0,7	0,51	3391	31185	15951
11,0	12,0	2,00	2,101	0,510	27	0,70	0,7	0,51	6950	38135	19507
12,0	13,0	2,00	2,201	0,510	27	0,70	0,7	0,51	7174	45310	23176
13,0	14,0	2,00	2,301	0,510	27	0,70	0,7	0,51	7399	52708	26961
14,0	15,0	2,00	2,401	0,510	27	0,70	0,7	0,51	7623	60331	30860
15,0	16,0	2,00	2,501	0,510	27	0,70	0,7	0,51	7847	68178	34873
16,0	17,0	2,00	2,601	0,510	27	0,70	0,7	0,51	8071	76248	39002
17,0	18,0	2,00	2,701	0,510	27	0,70	0,7	0,51	8295	84543	43245
$\gamma$ :	peso di volume del terreno										
c :	coesione dello strato considerato										
$\phi$ :	angolo di attrito interno dello strato considerato										
$\alpha$ :	fattore riduttivo della coesione										
K :	coeff. di spinta laterale del terreno (variabile per tipo di palo e di terreno)										
$\mu$ :	coefficiente di attrito										
P'o :	tensione litostatica efficace media nello strato considerato										
DR <sub>cal</sub> :	resistenza di calcolo per attrito laterale nello strato considerato										
R <sub>cal</sub> :	resistenza di calcolo per attrito laterale fino alla base dello strato considerato										
Rdl :	valore di progetto della resistenza per attrito laterale ( $R_{c,m} / \gamma_R \times \zeta$ )										

TAB. 18

TAB. 19

Z:\SAN BENEDETTO 2020\RELAZIONI\5. RELAZIONE GEOTECNICA\E 03 RT 04 0.DOCX