

REGIONE MARCHE  
PROVINCIA DI FERMO  
COMUNE DI FERMO

## IMPIANTO DI TRATTAMENTO ANAEROBICO DELLA FRAZIONE ORGANICA DEI RIFIUTI SOLIDI URBANI PER LA PRODUZIONE DI BIOMETANO

CIG: 9880245C18 – CUP: F62F18000070004

### PROGETTO ESECUTIVO

NOME ELABORATO		CLASSE <b>10.4</b>
EDIFICIO 2 RELAZIONE GEOTECNICA		STRUTTURE CAPANNONE CONFERIMENTO E TRATTAMENTO
N. TAVOLA		10.4.3a
FORMATO		A4
CODIFICA ELABORATO	23008-OW-C-101-RS-104-MA1-0	SCALA /

00	29/10/2024	PRIMA EMISSIONE	B.BARONE	C. BUTTICE'	R. MARTELLO
REV	DATA	DESCRIZIONE	ESEGUITO	VERIFICATO	APPROVATO

Committente	Progettista indicato	Mandataria
 <p><b>CITTA' DI FERMO</b> <b>Settore IV e V</b> <b>Lavori Pubblici, Protezione Civile,</b> <b>Ambiente, Urbanistica, Patrimonio,</b> <b>Contratti e Appalti</b> Via Mazzini 4 63900 – Fermo (FM)  <b>DOTT. Mauro Fortuna</b> RUP</p>	 <p>OWAC ENGINEERING COMPANY</p> <p>Via Resuttana 360 90142 - PALERMO</p> <p>OWAC Engineering Company S.R.L. <b>ING. Rocco Martello</b> Direttore Tecnico</p> <p>UNI EN ISO 9001:2015 N. 30233/14/S UNI EN ISO 45001:2018 N. OHS-4849 UNI EN ISO 14001:2015 N. EMS-9477/S UNI/PDR 74:2019 N. SGBIM-01/23 UNI/PdR 74:2019 N. 21042BIM</p>	 <p>Via del Cardoncello 22 70022 – Altamura (BA)</p> <p>EDILALTA S.R.L. <b>DOTT. Angelantonio Disabato</b> Socio</p> <p><b>Mandante</b></p>  <p>Fueling a Sustainable World™</p> <p>Via Bassa di Casalmoro 3 46041 – Asola (MN)</p> <p>ANAERGIA S.R.L. <b>DOTT. Andrea Parisi</b> Institore</p>



00	B.BARONE	29/10/2024	C.BUTTICE'	29/10/2024	R.MARTELLO	29/10/2024
REV	ESEGUITO	DATA	VERIFICATO	DATA	APPROVATO	DATA



## 1 Sommario

<b>RELAZIONE GEOTECNICA E DELLE FONDAZIONI.....</b>	<b>4</b>
<b>PREMESSA .....</b>	<b>4</b>
<b>NORMATIVE DI RIFERIMENTO.....</b>	<b>6</b>
<b>INDAGINI IN SITO E CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA DEI TERRENI DI FONDAZIONE .....</b>	<b>6</b>
<b>DETERMINAZIONE DELLA PORTANZA VERTICALE DI FONDAZIONI PROFONDE .....</b>	<b>6</b>
<b>CARICO LIMITE VERTICALE ALLA PUNTA DEL PALO .....</b>	<b>7</b>
<b>DETERMINAZIONE DEI CEDIMENTI DI FONDAZIONI PROFONDE .....</b>	<b>11</b>
<b>SIMBOLOGIA ADOTTATA NEI TABULATI DI CALCOLO .....</b>	<b>13</b>
<b>PARAMETRI DI CALCOLO.....</b>	<b>14</b>



## RELAZIONE GEOTECNICA E DELLE FONDAZIONI

### PREMESSA

Tale relazione è parte integrante del progetto della struttura in elevazione. La sovrastruttura è costituita da tre corpi di fabbrica di diversa altezza, con tipologia costruttiva a telaio ed elementi portanti in calcestruzzo armato prefabbricato in stabilimento. Per necessità impiantistiche i tre corpi sono in linea e comunicati.

Le fondazioni collegano i tre corpi, a causa delle attività lavorative che si svolgono sono a diversa quota. Infatti, sono stati previsti dei muri di contenimento di diversa altezza.

La tipologia di fondazione, con modalità costruttiva gettata in opera, sono delle fondazioni profonde, nello specifico sono pali trivellati. Le fondazioni dei due corpi laterali, identificati come edificio 2\_1 e 2\_3, hanno fondazioni a plinto su quattro pali e collegati tramite delle travi di collegamento. La profondità dei pali varia tra i 10m ed i 17m, tale variazione di altezza è dovuto sia alle sollecitazioni trasmesse dagli elementi sorretti sia degli elementi collegati. La sezione circolare dei pali è per tutti uguale e posta a 60cm.

La fondazione del corpo centrale, identificato come edificio 2\_2, sono dei pali di profondità 10m e 12m e collegati tra di loro da una piastra di calcestruzzo armato di spessore 70 cm. Alla piastra vengono collegati sia i muri sia bicchieri dei pilastri prefabbricati.

I plinti e la piastra di collegamento poggiano su un magrone di spessore variabile tra cm 15 e 20 con qualità del calcestruzzo C12/15.

Sotto il magrone il terreno verrà sistemato nel seguente modo (stratigrafia dall'alto verso il basso):

- strato di cm 50 misto di cava;
- strato terreno trattato a calce 150cm;
- terreno naturale argilla stratificata a sabbia “litotipo b”.

La progettazione dei plinti su pali e dei pali avviene considerando che gli elementi resistenti rimangano in campo elastico.

Le sollecitazioni di calcolo vengono amplificate di un coefficiente 1,1 vedi §7.2.5. Nelle immagini che seguono permettono di comprendere sia la numerazione degli elementi di fondazione sia degli elementi verticali.

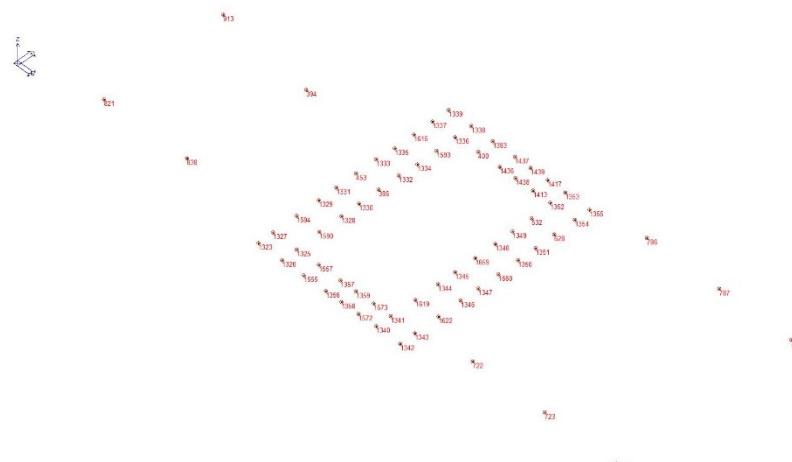


Figura 1- Numerazione degli elementi di fondazione pali e plinti

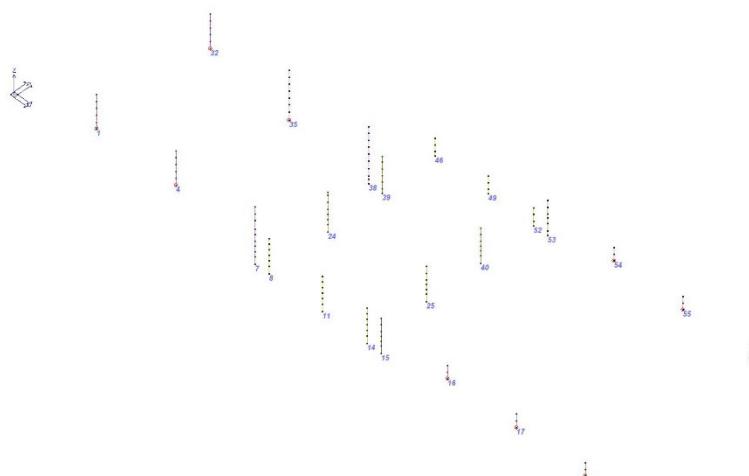
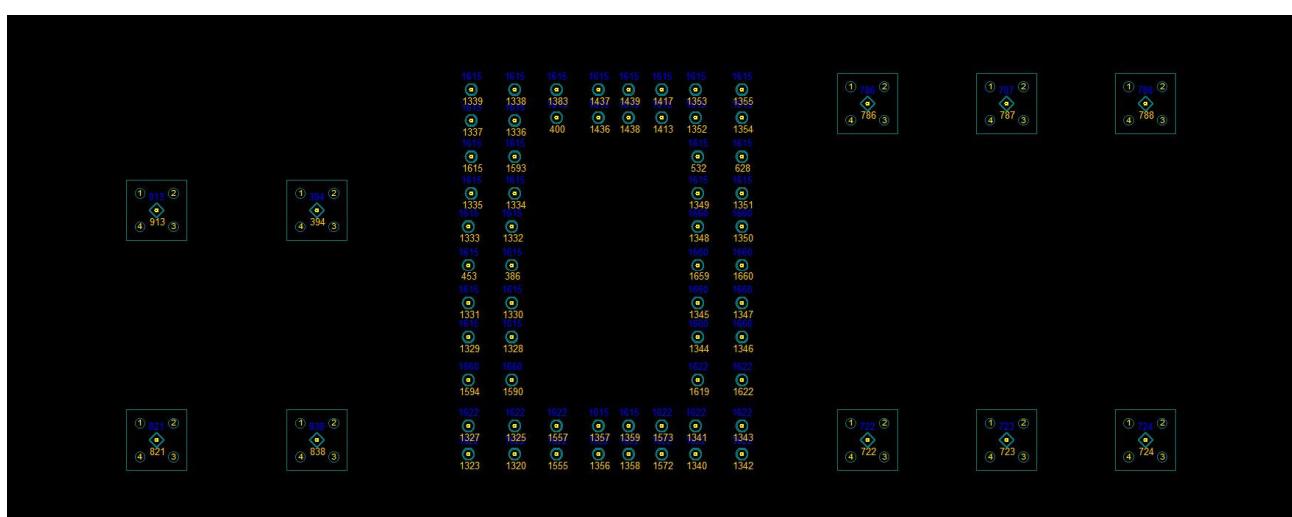


Figura 2- Numerazione degli elementi bicchieri





## NORMATIVE DI RIFERIMENTO

In quanto di seguito riportato viene fatto esplicito riferimento alle seguenti Normative:

- **LEGGE n° 64 del 02/02/1974.** "Provvedimenti per le costruzioni, con particolari prescrizioni per le zone sismiche.;"
- **D.M. LL.PP. del 11/03/1988.** "Norme tecniche riguardanti le indagini sui terreni e sulle rocce, la stabilità dei pendii naturali e delle scarpate, i criteri generali e le prescrizioni per la progettazione, l'esecuzione e il collaudo delle opere di sostegno delle terre e delle opere di fondazione.;"
- **D.M. LL.PP. del 16/01/1996.** "Norme tecniche per le costruzioni in zone sismiche.;"
- **Circolare Ministeriale LL.PP. n° 65/AA.GG. del 10/04/1997.** "Istruzioni per l'applicazione delle "Norme Tecniche per le costruzioni in zone sismiche" di cui al D.M. 16/01/1996.;"
- **Eurocodice 1 - Parte 1** - "Basi di calcolo ed azioni sulle strutture - Basi di calcolo -;"
- **Eurocodice 7 - Parte 1** - "Progettazione geotecnica - Regole generali -;"
- **Eurocodice 8 - Parte 5** - "Indicazioni progettuali per la resistenza sismica delle strutture - Fondazioni, strutture di contenimento ed aspetti geotecnici -;"
- **D.M. 17/01/2018 - NUOVE NORME TECNICHE PER LE COSTRUZIONI**
- **Circolare n. 7 del 21/01/2019**

## INDAGINI IN SITO E CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA DEI TERRENI DI FONDAZIONE

La finalità della presente relazione è quella di definire il comportamento meccanico del volume di terreno (volume significativo) influenzato direttamente o indirettamente dalla costruzione di un manufatto e che a sua volta influenza il comportamento strutturale del manufatto stesso. Di seguito si illustrano i risultati delle indagini geologiche eseguite, nonché l'interpretazione dei risultati ottenuti. Dal quadro generale in tal modo scaturito si definiscono le caratteristiche della fondazione da adottare ed il modello da utilizzare per le elaborazioni relative alla interazione sovrastruttura-fondazione e fondazione-terreno.

Come suggerito dal geologo del progetto definitivo, vedi elaborato "109. Asite II - BIO\_GEO\_01\_Indagine geol,geotecn,sismica.pdf", la tipologia di fondazione è del tipo profondo, la profondità dei pali soddisfa abbondantemente la richiesta del geologo che imponeva da 3.5 a 5 diametri del palo vedi pag. 35

Le risultanze dell'indagine in situ hanno evidenziato che:  
il substrato di argilla stratificata a sabbia ha delle caratteristiche accettabili, ma è coperta da uno strato di coltre limosa dalle scarse caratteristiche geotecniche

La relazione geologica del progetto esecutivo è il documento "2.1.2-23008-OW-C-21-GE-001-BA0-0.pdf".

Di seguito si riportano alcuni cenni teorici relativi alle modalità di calcolo implementate e la descrizione della simbologia adottata nei tabulati.

## DETERMINAZIONE DELLA PORTANZA VERTICALE DI FONDAZIONI PROFONDE

Per la determinazione della portanza verticale di fondazioni profonde si fa riferimento a due contributi: la "portanza di punta" e la "portanza per attrito laterale". Queste due componenti in genere sono calcolate in maniera autonoma dato che risulta molto difficoltoso, tranne che in poche situazioni, stabilire quanta parte del carico è assorbita dall'attrito laterale e quanta dalla resistenza alla punta. Nel seguito, ai fini del calcolo della portanza verticale, si assumeranno le seguenti espressioni generali valide per il caso di palo soggetto a compressione e per il caso di palo soggetto a trazione (nel calcolo della portanza verticale è possibile tenere in conto tutti o solo uno dei contributi su definiti):

$$Q_c = \frac{Q_p}{\eta_p} + \frac{Q_L}{\eta_L} - W_{ATT.NEG.} - W_p \quad (\text{caso di palo in compressione}) \quad Q_T \\ = \frac{Q_L}{\eta_L} + W_p \quad (\text{caso di palo in trazione})$$

dove i simboli su riportati hanno il seguente significato:



- $Q_C$	resistenza a compressione del palo
- $Q_T$	resistenza a trazione del palo
- $Q_P$	carico limite verticale alla punta del palo
- $Q_L$	carico limite verticale lungo la superficie laterale del palo
- $W_{ATT.NEG.}$	attrito negativo agente sul palo
- $W_P$	peso totale del palo
- $\eta_{II}$	coefficiente di sicurezza per carico limite verticale alla punta del palo
- $\eta_A$	coefficiente di sicurezza per carico limite verticale lungo la superficie laterale del palo

I valori del carico limite verticale alla punta del palo " $Q_P$ " e del carico limite verticale lungo la superficie laterale del palo " $Q_L$ " sono determinati con le note "formule statiche". Queste esprimono i valori di cui sopra in funzione della geometria del palo, delle caratteristiche geotecniche del terreno in cui è immerso, della modalità esecutiva e dell'interfaccia palo-terreno.

Di seguito si illustrano le metodologie con le quali saranno determinati i valori prima citati; è necessario tenere presente che tali metodi sono riferiti al calcolo del "singolo palo" e per estendere tale modalità computazione al caso di "pali in gruppo" si farà ricorso ai "coefficienti d'efficienza", in questo modo si potrà tenere in debito conto l'interferenza reciproca che i pali esercitano.

## CARICO LIMITE VERTICALE ALLA PUNTA DEL PALO

Il valore del carico limite verticale alla punta del palo, indipendentemente dal metodo utilizzato per la sua determinazione, è condizionato dalla modalità esecutiva. Esso varia notevolmente a seconda che il palo sia del tipo "infisso" o "trivellato" poiché le caratteristiche fisico-mecaniche del terreno circostante il palo variano in seguito alle operazioni d'installazione. Di conseguenza, per tenere conto della modalità esecutiva nel calcolo dei coefficienti di portanza, si propone di modificare il valore dell'angolo di resistenza a taglio secondo quanto suggerito da Kishida (1967):

$$\phi_{cor} = \frac{\phi + 40}{2} \quad (\text{per pali infissi}) \quad \phi_{cor} = \phi - 3^\circ \quad (\text{per pali trivellati})$$

Con la correzione di cui sopra si determineranno i fattori adimensionali di portanza che sono presenti nella relazione per la determinazione del carico limite verticale alla punta che assume la seguente espressione:

$$Q_P = A_P \cdot (q_p \cdot N_q^* + c \cdot N_c^*)$$

dove i simboli su riportati hanno il seguente significato:

- $A_P$	superficie portante efficace della punta del palo
- $q_p$	pressione del terreno presente alla punta del palo
- $c$	coesione del terreno alla punta del palo (nel caso di condizione non drenata $c = c_u$ )
- $N_q^*, N_c^*$	fattori adimensionali di portanza funzione dell'angolo d'attrito interno $\phi_{cor}$ del terreno già corretti

In letteratura esistono diverse formulazioni per il calcolo dei fattori adimensionali di portanza, di seguito si riportano quelle che sono state implementate:

### Formulazione di Meyerhof per base poggiante su terreni sciolti (1951)

- se  $\phi \neq 0$  (condizione drenata) si ha:

$$N_q = \operatorname{tg}^2 \left( \frac{\pi}{4} + \frac{\phi}{2} \right) \cdot e^{\pi \cdot \operatorname{tg}(\phi)} \quad N_c = (N_q - 1) \cdot \operatorname{ctg}(\phi)$$

$$s_q = 1 + 0.1 \cdot \operatorname{tg}^2 \left( \frac{\pi}{4} + \frac{\phi}{2} \right) \quad s_c = 1 + 0.2 \cdot \operatorname{tg}^2 \left( \frac{\pi}{4} + \frac{\phi}{2} \right) \quad \text{(fattori di forma)}$$

$$d_q = 1 + 0.1 \cdot \frac{L}{D} \cdot \sqrt{\operatorname{tg}^2 \left( \frac{\pi}{4} + \frac{\phi}{2} \right)} \quad d_c = 1 + 0.2 \cdot \frac{L}{D} \cdot \sqrt{\operatorname{tg}^2 \left( \frac{\pi}{4} + \frac{\phi}{2} \right)} \quad \text{(fattori d'approfondimento)}$$

$$N_q^* = N_q \cdot s_q \cdot d_q \quad N_c^* = N_c \cdot s_c \cdot d_c$$

se  $\phi = 0$  (condizione non drenata) si ha:

$$N_q = 1.00 \quad N_c = \pi + 2$$



$$s_q = 1.00$$

$$d_q = 1.00$$

$$N_q^* = N_q \cdot s_q \cdot d_q$$

$$s_c = 1.20$$

$$d_c = 1 + 0.2 \cdot \frac{L}{D}$$

$$N_c^* = N_c \cdot s_c \cdot d_c$$

(fattori di forma)

(fattori d'approfondimento)

### Formulazione di Hansen per base poggiante su terreni sciolti (1970)

se  $\varphi \neq 0$  (condizione drenata) si ha:

$$N_q = \operatorname{tg}^2 \left( \frac{\pi}{4} + \frac{\phi}{2} \right) \cdot e^{\pi \cdot \operatorname{tg}(\phi)}$$

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

$$s_q = 1 + \operatorname{tg}(\phi)$$

$$s_c = 1 + \frac{N_q}{N_c}$$

$$d_q = 1 + 2 \cdot \operatorname{tg}(\phi) \cdot (1 - \operatorname{sen}(\phi))^2 \cdot \theta \quad d_c = 1 + 0.4 \cdot \theta$$

(fattori di forma)

d'approfondimento)

$$\text{dove: se } \frac{L}{D} \leq 1 \Rightarrow \theta = \frac{L}{D}, \text{ se } \frac{L}{D} > 1 \Rightarrow \theta = \operatorname{arctg} \left( \frac{L}{D} \right)$$

$$N_q^* = N_q \cdot s_q \cdot d_q$$

$$N_c^* = N_c \cdot s_c \cdot d_c$$

se  $\varphi = 0$  (condizione non drenata) si ha:

$$N_q = 1.00$$

$$N_c = \pi + 2$$

$$s_q = 1.00$$

$$s_c = 1.20$$

$$d_q = 1.00$$

$$d_c = 1 + 0.4 \cdot \theta$$

d'approfondimento)

$$N_q^* = N_q \cdot s_q \cdot d_q$$

$$N_c^* = N_c \cdot s_c \cdot d_c$$

(fattori di forma)

(fattori

### Formulazione di Zeevaert per base poggiante su terreni sciolti (1972)

se  $\varphi \neq 0$  (condizione drenata) si ha:

$$N_q^* = \frac{\cos^2(\phi)}{2 \cdot \cos^2 \left( \frac{\pi}{4} + \frac{\phi}{2} \right)} \cdot e^{\left( \frac{3 \cdot \pi}{2} + \phi \right) \cdot \operatorname{tg}(\phi)}$$

$$N_c^* = (N_q - 1) \cdot \operatorname{ctg}(\phi)$$

se  $\varphi = 0$  (condizione non drenata) si ha:

$$N_q^* = 1.00$$

$$N_c^* = 9.00$$

### Formulazione di Berezantzev per base poggiante su terreni sciolti (1970)

Berezantzev fa riferimento ad una superficie di scorrimento "alla Terzaghi" che si arresta sul piano della punta del palo. Inoltre considera il cilindro di terreno coassiale al palo (avente diametro pari all'estensione in sezione della superficie di scorrimento) in parte sostenuto da tensioni tangenziali dal rimanente terreno presente lungo la superficie laterale del cilindro. Conseguentemente il valore della pressione presente alla punta del palo è inferiore alla corrispondente pressione litostatica ed è influenzata dal rapporto tra la profondità alla quale è posta la punta "L" del palo e il diametro "D" dello stesso. Quindi il valore di  $N_q^*$  è influenzato da questo effetto "Silo". I valori che l'autore propone sono:

se  $\varphi \neq 0$  (condizione drenata) si ha:

Valori di  $N_q^*$  per pali di diametro fino a 80.0 cm.

$\Delta/\Delta$	8°	16°	18°	20°	22°	24°	26°	28°	30°	32°	34°	36°	38°	40°	42°	44°	46°	48°	50°
4	1.07	2.18	3.15	4.72	7.15	10.73	15.85	22.95	32.62	45.56	62.69	85.18	114.53	152.71	202.32	266.82	350.86	460.79	605.36
12	1.04	1.77	2.46	3.64	5.52	8.42	12.71	18.85	27.44	39.21	55.07	76.20	104.13	140.81	188.86	251.72	334.05	442.17	584.82
20	1.03	1.63	2.20	3.20	4.82	7.38	11.22	16.82	24.76	35.79	50.83	71.06	98.01	133.65	180.59	242.29	323.39	430.21	571.48
28	1.03	1.54	2.05	2.93	4.40	6.72	10.26	15.48	22.96	33.43	47.84	67.37	93.54	128.35	174.39	235.13	315.21	420.95	561.08
36	1.02	1.49	1.94	2.75	4.10	6.26	9.57	14.49	21.60	31.64	45.53	64.48	90.00	124.10	169.36	229.27	308.46	413.26	552.38
50	1.02	1.42	1.82	2.53	3.74	5.68	8.70	13.23	19.84	29.27	42.45	60.56	85.14	118.18	162.30	220.95	298.80	402.16	539.74
75	1.02	1.35	1.69	2.30	3.33	5.02	7.69	11.74	17.73	26.37	38.58	55.55	78.82	110.38	152.84	209.67	285.53	386.74	522.01
100	1.01	1.31	1.61	2.14	3.07	4.60	7.02	10.74	16.28	24.34	35.84	51.95	74.19	104.56	145.68	201.02	275.23	374.64	507.95
200	1.01	1.22	1.44	1.84	2.54	3.71	5.60	8.56	13.05	19.73	29.43	43.30	62.82	89.95	127.29	178.30	247.63	341.59	468.90
500	1.01	1.14	1.29	1.55	2.02	2.82	4.14	6.24	9.50	14.45	21.83	32.64	48.25	70.49	101.85	145.69	206.57	290.75	406.87

Valori di  $N_q^*$  per pali di diametro maggiore a 80.0 cm.

$\Delta/\Delta$	8°	16°	18°	20°	22°	24°	26°	28°	30°	32°	34°	36°	38°	40°	42°	44°	46°	48°	50°
4	1.16	3.09	3.95	5.04	6.44	8.22	10.50	13.41	17.12	21.87	27.92	35.65	45.53	58.14	74.24	94.80	121.05	154.57	197.38
12	1.21	3.14	3.98	5.05	6.42	8.14	10.34	13.13	16.68	21.18	26.90	34.17	43.41	55.15	70.07	89.03	113.13	143.77	182.72

MANDATARIA

**EdilAlta**

MANDANTE

**Anaergia**  
 Fueling a Sustainable World

PROGETTISTA INDICATO

**OWAC**  
 ENGINEERING COMPANY

**EDIFICIO 2**

**RELAZIONE GEOTECNICA**

REV. 00

Pag. 8 di 15



20	1.26	3.18	4.01	5.06	6.39	8.06	10.18	12.85	16.23	20.49	25.88	32.69	41.29	52.16	65.89	83.26	105.21	132.97	168.06
28	1.30	3.22	4.04	5.07	6.36	7.99	10.02	12.57	15.78	19.81	24.86	31.20	39.17	49.16	61.72	77.49	97.29	122.16	153.40
36	1.35	3.27	4.07	5.08	6.34	7.91	9.86	12.30	15.33	19.12	23.84	29.72	37.04	46.17	57.55	71.72	89.38	111.36	138.75
44	1.39	3.31	4.10	5.09	6.31	7.83	9.70	12.02	14.88	18.43	22.81	28.23	34.92	43.18	53.38	65.95	81.46	100.56	124.09
52	1.44	3.35	4.14	5.10	6.29	7.75	9.54	11.74	14.44	17.74	21.79	26.75	32.80	40.19	49.21	60.18	73.54	89.76	109.43
56	1.46	3.37	4.15	5.10	6.27	7.71	9.46	11.60	14.21	17.40	21.28	26.00	31.74	38.70	47.12	57.30	69.58	84.36	102.10
60	1.49	3.39	4.17	5.11	6.26	7.67	9.38	11.46	13.99	17.06	20.77	25.26	30.68	37.20	45.03	54.42	65.62	78.96	94.77
65	1.51	3.42	4.19	5.12	6.25	7.62	9.28	11.29	13.71	16.63	20.13	24.33	29.35	35.33	42.43	50.81	60.67	72.21	85.61

$$N_c^* = (N_q - 1) \cdot \operatorname{ctg}(\phi)$$

se  $\phi = 0$  (condizione non drenata) si ha:

$$N_q^* = 1.00$$

$$N_c^* = 9.00$$

### Formulazione di Vesic per base poggiante su terreni sciolti (1975)

se  $\phi \neq 0$  (condizione drenata) si ha:

$$N_q^* = \frac{3}{3 - \operatorname{sen}(\phi)} \cdot \operatorname{tg}^2\left(\frac{\pi}{4} + \frac{\phi}{2}\right) \cdot I_{rr}^{\frac{4 \cdot \operatorname{sen}(\phi)}{3 \cdot (1 + \operatorname{sen}(\phi))}} \cdot e^{\left(\frac{\pi}{2} - \phi\right) \cdot \operatorname{tg}(\phi)}$$

$$I_{rr} = \frac{I_r}{1 + \varepsilon_v \cdot I_r} \quad \varepsilon_v = \frac{q_p \cdot \alpha}{E_t} \cdot \frac{(1 + \nu) \cdot (1 - 2 \cdot \nu)}{(1 - \nu)}$$

$$N_c^* = (N_q - 1) \cdot \operatorname{ctg}(\phi)$$

$$I_r = \frac{E_t}{2 \cdot (1 + \nu) \cdot (c + q_p \cdot \alpha \cdot \operatorname{tg}(\phi))}$$

se  $\phi = 0$  (condizione non drenata) si ha:

$$N_q^* = 1.00$$

$$N_c^* = \frac{4}{3} \cdot (\log_n(I_{rr}) + 1) + \frac{\pi}{2} + 1$$

dove i simboli su riportati hanno il seguente significato:

-  $E_t$  modulo elastico del terreno alla profondità della punta del palo

-  $\nu$  coefficiente di Poisson del terreno alla profondità della punta del palo

-  $\alpha$  coefficiente di riduzione della pressione del terreno presente alla profondità della punta del palo

Nel caso in cui si scelga di effettuare la riduzione della pressione del terreno presente alla profondità della punta del palo (cioè  $\alpha \neq 1$ ) il coefficiente di riduzione "α" assume la seguente espressione:

$$\alpha = \frac{1 + 2 \cdot K_0}{3} \quad \text{dove: se } \phi \neq 0 \Rightarrow K_0 = 1 - \operatorname{sen}(\phi); \quad \text{se } \phi = 0 \Rightarrow K_0 = \frac{\nu}{1 - \nu}$$

### Formulazione di Janbu per base poggiante su terreni sciolti (1976)

se  $\phi \neq 0$  (condizione drenata) si ha:

$$N_q^* = (\operatorname{tg}(\phi) + \sqrt{1 + \operatorname{tg}^2(\phi)})^2 \cdot e^{2 \cdot \vartheta \cdot \operatorname{tg}(\phi)} \quad N_c^* = (N_q - 1) \cdot \operatorname{ctg}(\phi)$$

$$\vartheta = 60 + 0.45 \cdot Dr \quad \text{dove "Dr" è la densità relativa del terreno.}$$

se  $\phi = 0$  (condizione non drenata) si ha:

$$N_q^* = 1.00$$

$$N_c^* = 5.74$$

### Formulazione di Terzaghi per base poggiante su roccia (1943)

Per la determinazione del carico limite nel caso di presenza di ammasso roccioso bisogna valutare molto attentamente il grado di solidità della roccia stessa. Tale valutazione viene in genere eseguita stimando l'indice  $RQD$  (Rock Quality Designation) che rappresenta una misura della qualità di un ammasso roccioso. Tale indice può variare da un minimo di 0 (caso in cui la lunghezza dei pezzi di roccia estratti dal carotiere è inferiore a 100 mm) ad un massimo di 1 (caso in cui la carota risulta integra) ed è calcolato nel seguente modo:

$$RQD = \frac{\sum \text{lunghezze dei pezzi di roccia intatta} > 100\text{mm}}{\text{lunghezza del carotiere}}$$

Se il valore di  $RQD$  è molto basso la roccia è molto fratturata ed il calcolo della capacità portante dell'ammasso roccioso va condotto alla stregua di un terreno sciolto utilizzando tutte le formulazioni sopra descritte.

$$N_q = \frac{e^{2 \cdot \left(\frac{3 \cdot \pi}{4} - \frac{\phi}{2}\right) \cdot \operatorname{tg}(\phi)}}{2 \cdot \cos^2\left(\frac{\pi}{4} + \frac{\phi}{2}\right)}$$

$$s_q = 1.00$$

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

$$s_c = 1.30$$

$$\text{se } \phi = 0 \Rightarrow N_c = \frac{3}{2} \cdot \pi + 1$$

(fattori di forma)



$$N_q^* = RQD^2 \cdot N_q \cdot s_q$$

$$N_c^* = RQD^2 \cdot N_c \cdot s_c$$

**Formulazione di Stagg-Zienkiewicz per base poggiante su roccia (1968)**

$$N_q = \operatorname{tg}^6 \left( \frac{90^\circ + \phi}{2} \right)$$

$$N_c = 5 \cdot \operatorname{tg}^4 \left( \frac{90^\circ + \phi}{2} \right)$$

$$s_q = 1.00$$

$$s_c = 1.30$$

$$N_q^* = RQD^2 \cdot N_q \cdot s_q$$

$$N_c^* = RQD^2 \cdot N_c \cdot s_c$$

(fattori di forma)

## CARICO LIMITE VERTICALE LUNGO LA SUPERFICIE LATERALE DEL PALO

Il valore del carico limite verticale lungo la superficie laterale del palo è dato dall'integrale esteso a tutta la superficie laterale del palo delle tensioni tangenziali che si sviluppano all'interfaccia palo-terreno in condizioni limite:

$$Q_L = \int_{\Gamma} \tau_{\lim} \cdot d\Gamma = \int_0^L (c_a + \sigma_h \cdot \operatorname{tg}(\delta)) \cdot P_{\text{lat}} \cdot dz$$

dove i simboli sopra riportati hanno il seguente significato:

- $\chi_a$  adesione all'interfaccia terreno-palo alla generica profondità "z"
- $\sigma_h$  tensione orizzontale alla generica profondità "z"
- $\delta$  angolo di resistenza a taglio all'interfaccia terreno-palo alla generica profondità "z"
- $P_{\text{lat}}$  perimetro della sezione trasversale del palo alla generica profondità "z"
- $A$  sviluppo longitudinale del palo

Analogamente al carico limite alla punta, anche il valore del carico limite verticale lungo la superficie laterale del palo varia notevolmente a seconda che esso sia del tipo "infisso" o "trivellato" a causa del diverso comportamento del terreno circostante in palo. Conseguentemente i parametri sopra riportati possono essere correlati da leggi diverse in funzione delle modalità di esecuzione del palo. Di seguito si descrivono quelle che sono state implementate.

L'adesione " $c_a$ " è correlata alla coesione "c" nel caso di condizioni drenate; oppure alla coesione non drenata " $c_u$ " nel caso di condizioni non drenate, per mezzo del coefficiente d'adesione " $\psi$ " secondo la seguente relazione:

$$c_a = c_* \cdot \psi \quad \text{dove: } c_* = c \text{ (in condizione drenata);}$$

$$c_* = c_u \text{ (in condizione non drenata).}$$

Esprimendo il valore di " $c_*$ " in N/cm<sup>2</sup>, il coefficiente d'adesione " $\psi$ " può assumere i seguenti valori:

**Caquot-Kerisel (consigliato per pali trivellati)**

$$\psi = \frac{100 + c_*^2}{100 + 7 \cdot c_*^2}$$

**Meyerhof-Murdock (consigliato per pali trivellati)**

$$\text{se } c_* \leq 5.00 \text{ N/cm}^2 \Rightarrow \psi = 1.000 - 0.100 \cdot c_*$$

$$\text{se } c_* > 5.00 \text{ N/cm}^2 \Rightarrow \psi = 0.525 - 0.005 \cdot c_*$$

**Whitaker-Cooke (consigliato per pali trivellati)**

$$\text{se } c_* \leq 2.50 \text{ N/cm}^2 \Rightarrow \psi = 0.90$$

$$\text{se } 2.50 < c_* \leq 5.00 \text{ N/cm}^2 \Rightarrow \psi = 0.80$$

$$\text{se } 5.00 < c_* \leq 7.50 \text{ N/cm}^2 \Rightarrow \psi = 0.60$$

$$\text{se } c_* > 7.50 \text{ N/cm}^2 \Rightarrow \psi = 0.40$$

**Woodward (consigliato per pali trivellati)**

$$\text{se } c_* \leq 4.00 \text{ N/cm}^2 \Rightarrow \psi = 0.90$$

$$\text{se } 4.00 < c_* \leq 8.00 \text{ N/cm}^2 \Rightarrow \psi = 0.60$$

$$\text{se } 8.00 < c_* \leq 12.00 \text{ N/cm}^2 \Rightarrow \psi = 0.50$$

$$\text{se } 12.00 < c_* \leq 20.00 \text{ N/cm}^2 \Rightarrow \psi = 0.40$$

$$\text{se } c_* > 20.00 \text{ N/cm}^2 \Rightarrow \psi = 0.30$$



**Viggiani e altri (consigliato per pali infissi)**

- |  |                           |
|--|---------------------------|
| se $c_* \leq 5.00 \text{ N/cm}^2$          | $\Rightarrow \psi = 1.00$ |
| se $5.00 < c_* \leq 10.00 \text{ N/cm}^2$  | $\Rightarrow \psi = 0.70$ |
| se $10.00 < c_* \leq 15.00 \text{ N/cm}^2$ | $\Rightarrow \phi = 0.50$ |
| se $15.00 < c_* \leq 20.00 \text{ N/cm}^2$ | $\Rightarrow \psi = 0.40$ |
| se $c_* > 20.00 \text{ N/cm}^2$            | $\Rightarrow \psi = 0.30$ |

Il valore della tensione orizzontale " $\sigma_\eta$ " è correlato al valore della pressione verticale " $\sigma_v$ " per mezzo del coefficiente di spinta orizzontale " $K_s$ " secondo la seguente relazione:

$$\sigma_h = \sigma_v \cdot K_s$$

Il valore di " $K_s$ " dipende essenzialmente dal tipo di terreno e dal suo stato d'addensamento nonché dalla tecnologia utilizzata per l'installazione.

Il programma permette di scegliere tra differenti teorie per il calcolo di  $K_s$ .

Opzione 1:

Metodo "Tomlinson (1971)"

$K_s$  può variare da un limite inferiore pari al coefficiente di spinta a riposo " $K_0$ " fino a valori prossimi al coefficiente di spinta passiva " $K_p$ "; i valori proposti sono:

pali trivellati:  $K_s = K_0 = 1 - \sin(\phi)$

pali infissi:  $K_s = \text{variabile da: } K_p = 1 + \tan^2(\phi) \text{ in sommità fino a } K_0 = 1 - \sin(\phi) \text{ alla punta}$

Opzione 2:

Metodo di "Kulhavy (1983)"

pali trivellati:  $K_s = \alpha K_0$  con  $\alpha$  variabile tra 2/3 e 1

pali infissi:  $K_s = \alpha K_0$  con  $\alpha$  variabile da 3/4, per compattazione del terreno trascurabile, fino a 2, nel caso di compattazione significativa.

Il valore dell'angolo di resistenza al taglio all'interfaccia terreno-palo " $\delta$ " è funzione della scabrezza della superficie del palo e quindi della modalità esecutiva; i valori proposti sono:

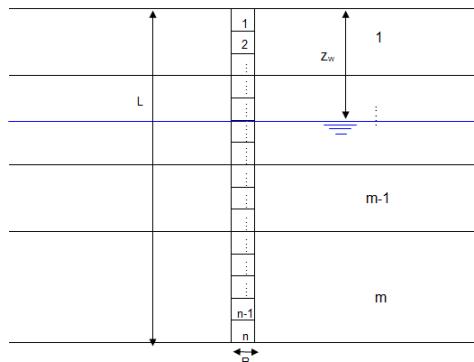
$$\delta = \arctg(\tan(\phi)) \quad (\text{per pali trivellati}) \quad \delta = \arctg\left(\frac{3}{4} \cdot \tan(\phi)\right) \quad (\text{per pali infissi})$$

## DETERMINAZIONE DEI CEDIMENTI DI FONDAZIONI PROFONDE

Per la determinazione del comportamento del palo singolo sottoposto a carichi applicati alla sommità, si fa riferimento all'approccio semiempirico delle curve di trasferimento (Coyle e Reese (1966)). Il metodo delle curve di trasferimento è basato su dati provenienti da prove di carico su pali strumentati; elaborando tali dati è possibile costruire le curve di trasferimento che legano la tensione tangenziale mobilitata all'interfaccia palo-terreno lungo un concio del palo con lo spostamento relativo.

La curva di trasferimento si ottiene con una procedura che prevede i seguenti passi:

1. Suddivisione del palo in  $n$  conci

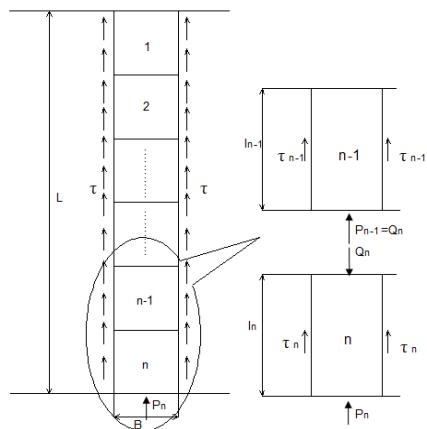




2. Definizione della resistenza limite del palo sulla base delle caratteristiche geometriche e delle caratteristiche del terreno. In presenza di terreno stratificato la resistenza sarà uguale alla sommatoria delle resistenze limite di ogni strato di terreno attraversato dal palo.

3. Si assegna all'estremità inferiore del palo (concio n) un cedimento  $Wp$ .

4. Si considera la curva di trasferimento appropriata (carico alla punta-cedimento) in base alla tecnologia costruttiva e al tipo di terreno presente e, noto il cedimento  $Wp$ , si ricava il carico alla punta  $Pn$ .



5. Si ipotizza che il cedimento alla base del concio  $Wp$  sia uguale al cedimento  $Wn$  che si verifica a metà del concio ( $Wp=Wn$ ).

6. Con il valore di  $Wn$  si entra nell'appropriata curva di trasferimento (carico laterale-cedimento) e, nota la resistenza tangenziale limite, si ricava la tensione tangenziale mobilitata.

7. Il carico  $Qn$  agente sulla sommità del concio n-esimo è dato da:

$$Qn = Pn + \tau_n \pi B l$$

Dove:

$$l = \frac{L}{n}$$

8. Si calcola l'abbassamento elastico in corrispondenza della metà del concio n

$$Vn = \frac{Qn + Pn}{2} \frac{2l}{\pi B^2 E_p}$$

9. Si somma il valore calcolato di  $Vn$  con il valore di cedimento  $Wp$  ipotizzato inizialmente:



$$W_n' = V_n + W_p$$

10. Se il valore  $Wn'$  differisce in maniera significativa dal valore di  $Wn$  si riparte da passo 3 entrando nella curva di trasferimento con il valore di  $Wn'$ .

11. Quando si ottiene la giusta convergenza si passa a considerare il concio (n-1) e così via fino ad arrivare alla testa del palo.

Il risultato di questa procedura è una curva carico-cedimento con la quale è possibile ricavare i cedimenti sulla base del carico applicato.

## SIMBOLOGIA ADOTTATA NEI TABULATI DI CALCOLO

Per maggior chiarezza nella lettura dei tabulati di calcolo viene riportata la descrizione dei simboli principali utilizzati nella stesura degli stessi. Per comodità di lettura la legenda è suddivisa in paragrafi con la stessa modalità in cui sono stampati i tabulati di calcolo.

### ***Dati geometrici degli elementi costituenti le fondazioni profonde***

- X elem. ascissa nel riferimento globale dell'elemento
- Y elem. ordinata nel riferimento globale dell'elemento
- Profon. profondità del piano di posa dell'elemento a partire dal piano campagna
- Base larghezza della sezione trasversale dell'elemento
- Lungh. dimensione dello sviluppo longitudinale dell'elemento
- Altez. altezza della sezione trasversale dell'elemento
- Rotaz. rotazione dell'elemento rispetto al suo baricentro
- Grup. ap. nel caso cui l'elemento faccia parte di una palificata, rappresenta il numero identificativo della stessa
- Ind. Strat. indice della stratigrafia associata all'elemento
- Tip. iniez. tipologia d'iniezione dei micropali ai fini del calcolo della portanza secondo le raccomandazioni di Bustamante e Doix (No iniez. = assenza d'iniezione, Iniez.uni. = iniezione unica, Iniez.rip. = iniezione ripetuta)
- Tip. ter. tipologia di terreno ai fini del calcolo della portanza secondo le raccomandazioni di Bustamante e Doix (Coes. = coesivo, Inc. = incoerente)
- Dia. P. diametro fusto del palo
- Lun. P. lunghezza totale del palo
- Lun. L. lunghezza tratto del palo senza contributo di terreno
- Dis. P. distanza del baricentro del palo dal bordo del plinto
- In. Px interasse principale del palo
- In. Py interasse secondario del palo
- Dia. B. diametro bulbo del palo
- Lun. B. lunghezza della sbulbatura del palo
- E.C.V. coefficiente d'efficienza per carico limite verticale del singolo palo
- E.C.C. coefficiente d'efficienza per carico critico verticale del singolo palo
- E.C.T. coefficiente d'efficienza per carico limite trasversale del singolo palo
- Svin. testa codice di svincolo alla rotazione in testa al palo (0 = non attivo, 1 = attivo)
- Vin. piede codici di vincolo rispettivamente alla rotazione orizzontale, traslazione orizzontale e traslazione verticale applicabili al piede del palo (0 = non attivo, 1 = attivo)
- Asc. X' ascissa del baricentro del singolo palo dell'elemento nel riferimento locale con origine nel baricentro del plinto
- Asc. Y' ordinata del baricentro del singolo palo dell'elemento nel riferimento locale con origine nel baricentro del plinto
- Peso spec. peso specifico del palo
- Mod. El. Pa. modulo elastico normale del palo

### ***Dati di carico degli elementi costituenti le fondazioni profonde***



- Cmb numero della combinazione di carico
- Tipologia tipologia della combinazione di carico
- Sismica flag per l'applicazione della riduzione sismica alle caratteristiche meccaniche del terreno di fondazione per la combinazione di carico in esame
- S. Normale sollecitazione normale agente alla quota del piano di fondazione dell'elemento (riferimento locale con origine nel baricentro del plinto)
- S. Tagliante X' sollecitazione tagliante lungo l'asse X' agente alla quota del piano di fondazione dell'elemento (riferimento locale con origine nel baricentro del plinto)
- S. Tagliante Y' sollecitazione tagliante lungo l'asse Y' agente alla quota del piano di fondazione dell'elemento (riferimento locale con origine nel baricentro del plinto)
- S. Flessionale X' sollecitazione flessionale lungo l'asse X' agente alla quota del piano di fondazione dell'elemento (riferimento locale con origine nel baricentro del plinto)
- S. Flessionale Y' sollecitazione flessionale lungo l'asse Y' agente alla quota del piano di fondazione dell'elemento (riferimento locale con origine nel baricentro del plinto)
- S. Torsionale sollecitazione torsionale agente alla quota del piano di fondazione dell'elemento (riferimento locale con origine nel baricentro del plinto)

#### **Valori di calcolo per le fondazioni profonde**

- Port. punta carico limite verticale alla punta del palo (valore su singolo palo corretto dal relativo coefficiente d'efficienza)
- Port. lat. carico limite verticale lungo la superficie laterale del fusto del palo (valore su singolo palo corretto dal relativo coefficiente d'efficienza)
- Port. bulbo carico limite verticale lungo la superficie laterale del bulbo del palo (valore su singolo palo corretto dal relativo coefficiente d'efficienza)
- C. Critico carico critico per l'instabilità del palo (valore su singolo palo corretto dal relativo coefficiente d'efficienza)
- Attr. Neg. attrito negativo agente sul palo (valore su singolo palo)
- Peso Palo peso totale del singolo palo
- Cmb numero e tipologia della combinazione di carico
- S. Norm. sollecitazione normale agente alla testa del palo in esame
- V. V. Com. resistenza a compressione del palo in esame (corretto dal relativo coefficiente di sicurezza)
- V. V. Tra. resistenza a trazione del palo in esame (corretto dal relativo coefficiente di sicurezza)
- Ver. Com. rapporto tra la sollecitazione normale agente alla testa del palo e la sua resistenza a compressione (verifica positiva se il rapporto è < 1.0)
- Ver. Tra. rapporto tra la sollecitazione normale agente alla testa del palo e la sua resistenza a trazione (verifica positiva se il rapporto è < 1.0)
- S. Tagl. sollecitazione tagliante agente alla testa del palo
- S. Fles. sollecitazione flessionale agente alla testa del palo
- V. V. Trs. resistenza trasversale del palo in esame (corretto dal relativo coefficiente di sicurezza)
- Ver. Tra. rapporto tra la sollecitazione tagliante agente alla testa del palo e la sua resistenza trasversale (verifica positiva se il rapporto è < 1.0)
- Ced. V. cedimento verticale in corrispondenza della testa del palo
- Ced. H. cedimento orizzontale in corrispondenza della testa del palo

#### **PARAMETRI DI CALCOLO**

##### **Modalità di calcolo della portanza verticale per fondazioni profonde:**

Per elementi con pali: Portanza di punta e laterale

Per elementi con micropali: Portanza di punta e laterale

##### **Metodi di calcolo della portanza di punta per fondazioni profonde:**

Per terreni scolti: Vesic

Riduzione della tensione litostatica: No

Per terreni lapidei: Terzaghi

Riduzione di Kishida per pali battuti o trivellati: Si



Metodo di calcolo del coefficiente di spinta orizzontale  $K_s$ : Tomlinson

**Coefficienti parziali e totali di sicurezza per Tensioni Ammissibili e S.L.E. nel calcolo della portanza per fondazioni profonde:**

Coeff. di sicurezza alla punta: 2,50  
Coeff. di sicurezza lungo il fusto: 2,50  
Coeff. di sicurezza lungo il bulbo: 2,50  
Coeff. di sicurezza per palo in trazione: 2,50

**Combinazioni di carico:**

**APPROCCIO PROGETTUALE TIPO 2 - Comb. (A1+M1+R3)**

Coefficienti parziali e totali di sicurezza per S.L.U. nel calcolo della portanza per pali trivellati:

I coeff. A1 risultano combinati secondo lo schema presente nella relazione di calcolo della struttura.

- Coeff. M1 per  $\tan \phi$  (statico): 1
- Coeff. M1 per  $c'$  (statico): 1,00
- Coeff. M1 per  $C_u$  (statico): 1,00
- Coeff. M1 per  $\tan \phi$  (sismico): 1,00
- Coeff. M1 per  $c'$  (sismico): 1,00
- Coeff. M1 per  $C_u$  sismico: 1,00
- Coeff. R3 base: 1,35
- Coeff. R3 laterale in compressione: 1,15
- Coeff. R3 laterale in trazione: 1,25
- Coeff. R3 trasversale: 1,30

Fattore di correlazione Verticale: 1,70

Fattore di correlazione Trasversale: 1,70