

PROPONENTE:

 **Blusolar Chiaravalle 1** Srl

SOCIETA' APPARTENENTE AL GRUPPO

 **Carlo Maresca** Spa

Progetto Definitivo

PROGETTO PER LA REALIZZAZIONE DI UN IMPIANTO AGRIVOLTAICO DI POTENZA MASSIMA PARI A 41,54 MWp CON SISTEMA DI ACCUMULO ELETTROCHIMICO DI POTENZA PARI A 20 MW PER 4 ORE E RELATIVE OPERE DI CONNESSIONE NEL COMUNE DI CHIARAVALLE (AN)

TITOLO ELABORATO

TRACKER

Pali infissi sostegno tracker

CODICE ELABORATO

SCALA

FOGLIO

FORMATO

R. 05/STR

-

1 di 1

REV.	DATA	DESCRIZIONE	ESEGUITO	REVISIONATO	APPROVATO
01	11/12/2023		Carluccio C.	Pettinari. F.	Biagiola P.

PROGETTAZIONE:



OIKO ENERGY

Via Monte Pagano 41, 65124 (PE)
www.oikoenergy.it

SmartBuildingDesign

ARCHITECTURE | ENGINEERING | ENERGY

via Mascino 3F 60129 Ancona AN
trav.via Madonna delle Grazie 78 86039 Termoli CB
P.IVA 02566930422
www.smartbuildingdesign.it

Progettazione architettonica

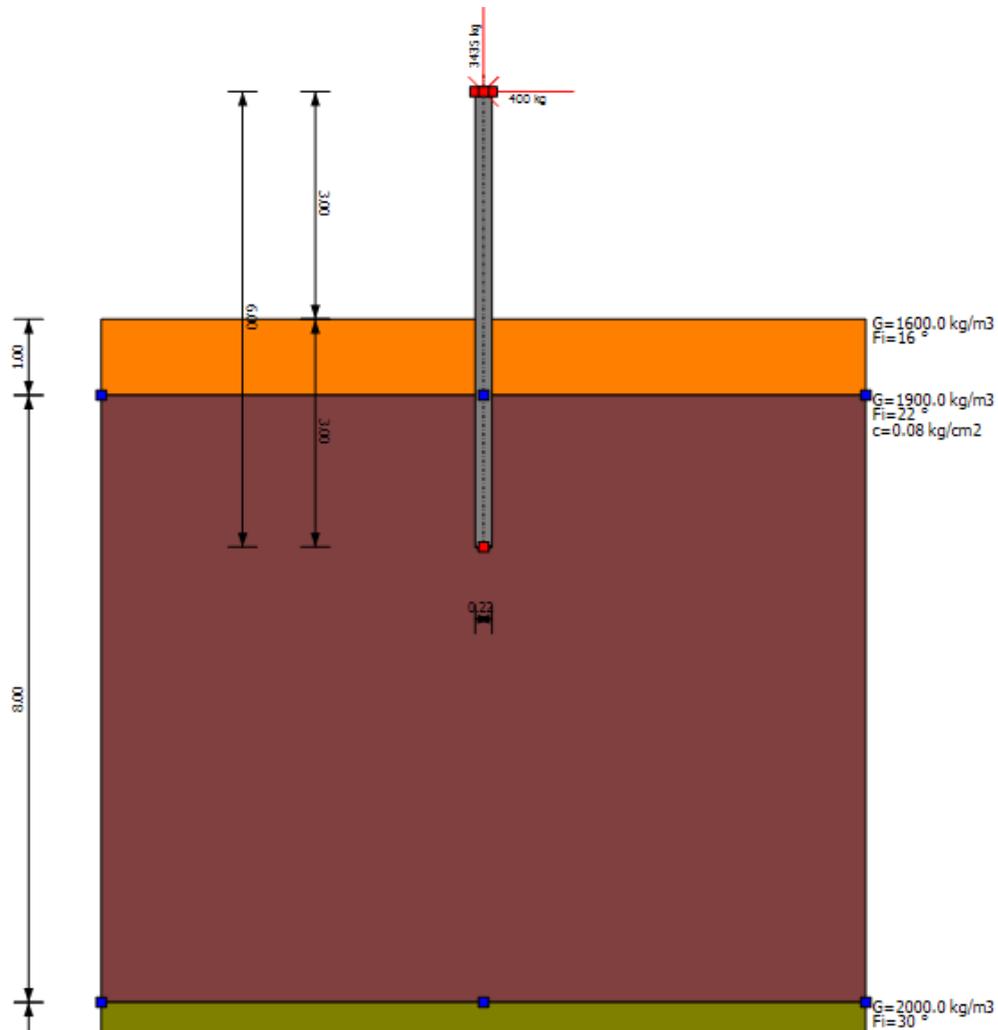


arch. Costantino Carluccio



ing. Fabio Pettinari

RELAZIONE GEOTECNICA – VERIFICA PALI SOSTEGNO TRACKER



PREMESSA

Si riportano di seguito le verifiche geotecniche relative ai pali infissi in acciaio a sostegno delle strutture di supporto dei moduli fotovoltaici. La natura litostratigrafica del sito di intervento è desunta dallo specifico elaborato progettuale “relazione geologica” di cui di seguito se ne riporta uno stralcio:

7.1 RICOSTRUZIONE STRATIGRAFICA DI DETTAGLIO

Sulla base delle indagini disponibili nel database dello studio di MZS comunale di Chiaravalle, per il sito di intervento (Area Impianto) la sequenza stratigrafica risulta la seguente (Zona 2003):

da 0,00m a 1,00m	terreno di copertura o vegetale
da 1,00m a 8,50/9,30m	limi argillosi mediamente consistenti
da 8,50/9,30m a 16,00m	sabbie ghiaiose e ghiaie sabbiose
da 16,00m in poi	argille plio-pleistoceniche (substrato) da alterate ad integre in profondità.

Parametri medi attesi:

LIMI ARGILLOSI E ARGILLE LILOSE TALORA DEBOLMENTE SABBIOSI COLLUVIALI E/O ELUVIO COLLUVIALI

Peso Specifico (γ) = 1,9 t/m³ (18,63 KN/m³)

Coesione non drenata (C_u) = 0,5 – 1,0 Kg/cm² (49,0 – 98,0 Kpa)

Coesione efficace (c') = 0,05 – 0,10 Kg/cm² (4,9 – 9,8 Kpa)

Angolo di attrito (Φ) = 20 – 24°

SABBIE GHIAIOSE E CHIAIE SABBIOSE ALLUVIONALI

Peso Specifico (γ) = 2,0 t/m³ (19,6 KN/m³)

Angolo di attrito (Φ) = 28 – 32°

SUBSTRATO ARGILLOSO

Peso Specifico (γ) = 2,0 – 2,1 t/m³ (19,6 – 20,6 KN/m³)

Coesione non drenata (C_u) = 1,50 – >2,00 Kg/cm² (147,1 – >196,1 Kpa)

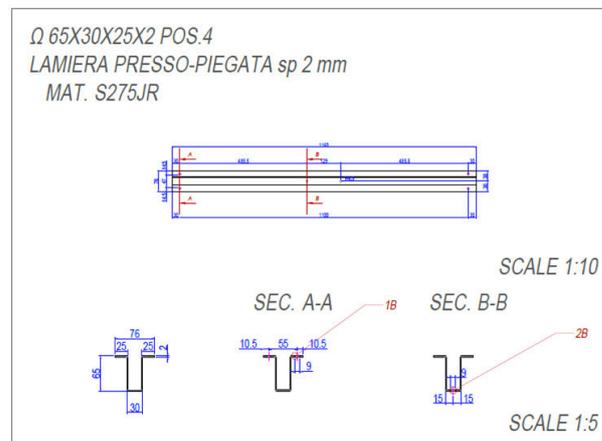
Coesione efficace (c') = 0,20 – 0,25 Kg/cm² (19,61 – 24,52 Kpa)

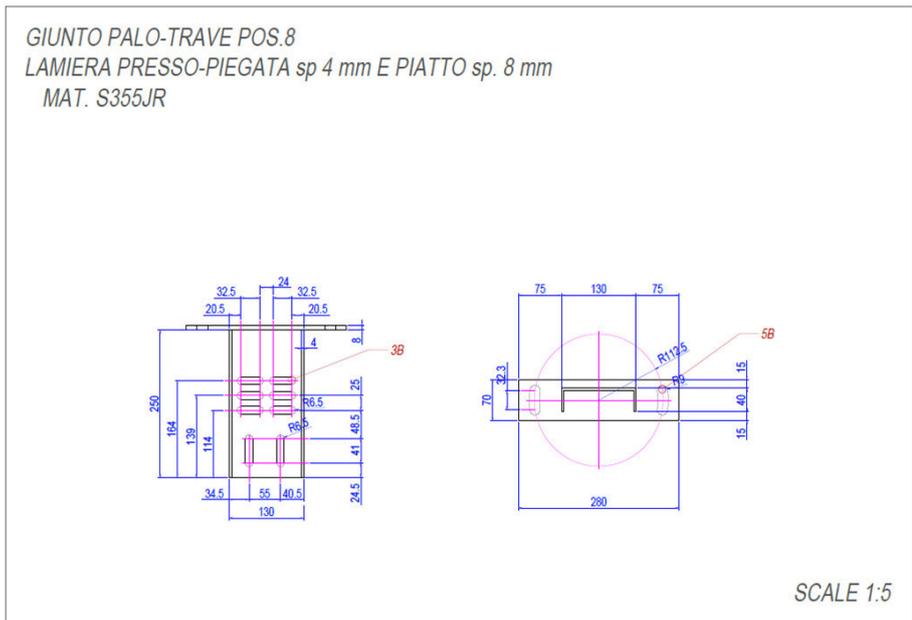
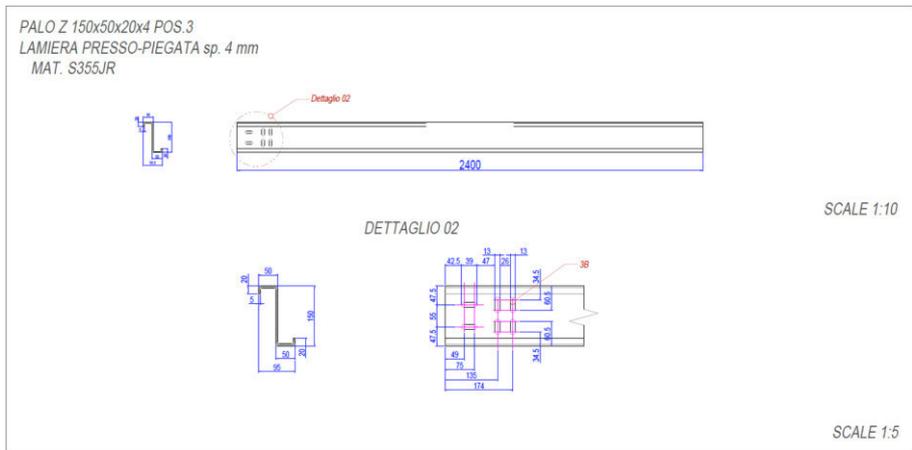
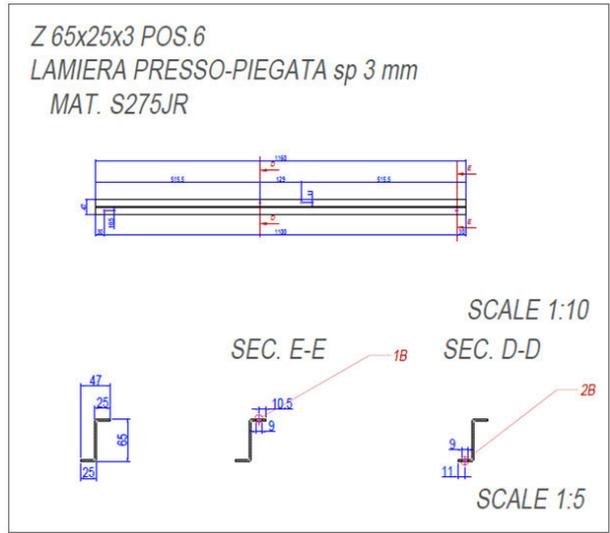
Angolo di attrito (Φ) = 24 – 30°

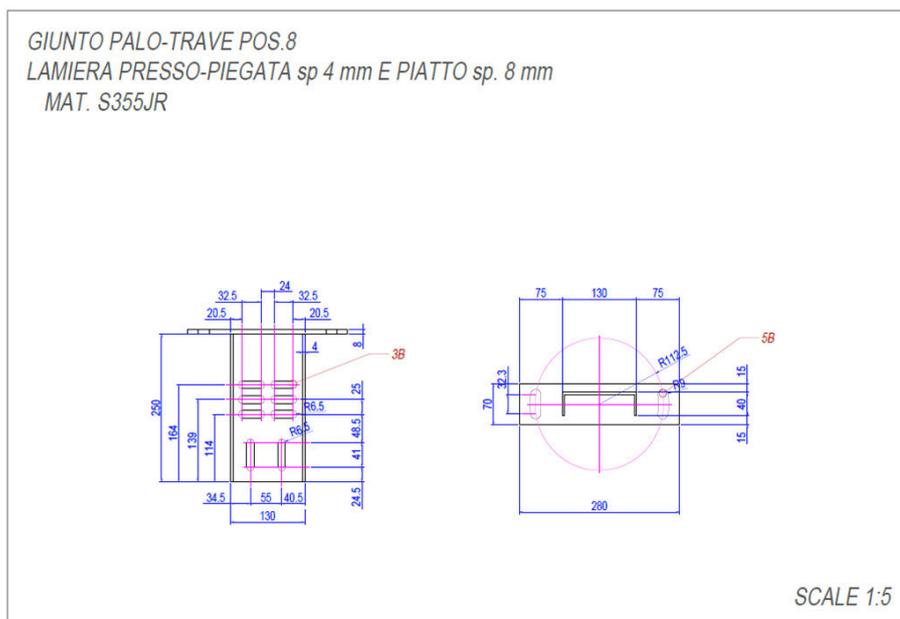
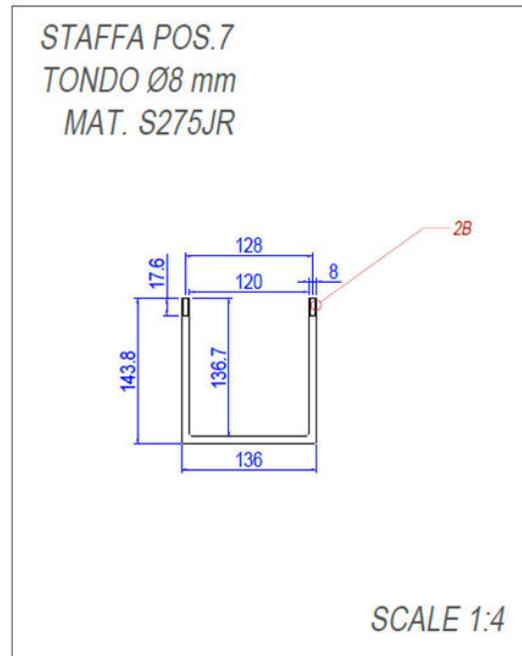
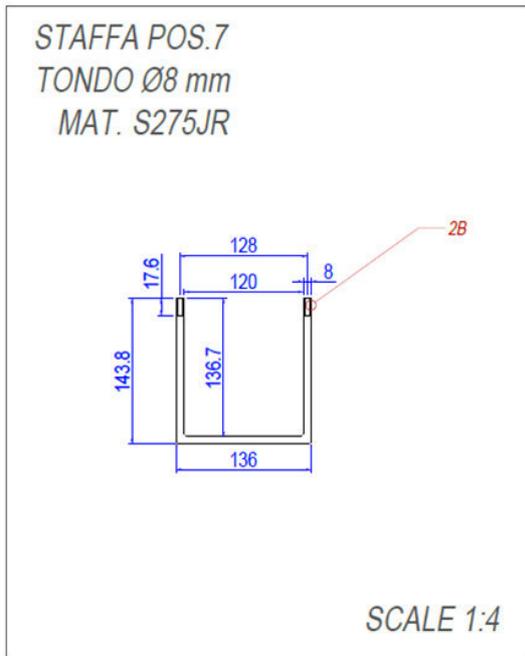
I carichi di progetto, relativamente al peso proprio delle strutture, sono valutati in relazione alla configurazione strutturale del tracker stesso, oltre al carico variabile della neve specifico per il sito di intervento:

stima peso proprio struttura								
pos	descrizione	quantità	dimensioni		peso unitario		peso totale	
1	tubolare 120x120x3	2	8350	mm	11,02	Kg/ml	184,03	Kg
2	HEA 160	1	2400	mm	30,4	Kg/ml	72,96	Kg
3	Z 150x50x20x4	2	2400	mm	9,106	Kg/ml	43,71	Kg
4	Ω 70x30x25x3	12	1160	mm	4,72	Kg/ml	65,70	Kg
5	Ω 70x30x25x3	2	1306	mm	4,72	Kg/ml	12,33	Kg
6	Z 25x65x25x3	2	1160	mm	2,708	Kg/ml	6,28	Kg
7	staffa φ 8	16	410	mm	0,395	Kg/ml	2,59	Kg
8	giunto palo trave	2		vedi stima	2,879	Kg/cad	5,76	Kg
9	flangia motore	2		vedi stima	7,348	Kg/cad	14,70	Kg
10	varie	1		a stima	20,000	Kg/cad	20,00	Kg
sommano - peso proprio struttura							428,06	Kg

sezione e peso profili	sviluppo		spessore		sezione			peso unitario		lunghezza		peso unitario		
Z 150x50x20x4	290	mm	4	mm	1160	mmq	0,00116	mq	9,106	Kg/ml				
Z 25x65x25x3	115	mm	3	mm	345	mmq	0,000345	mq	2,708	Kg/ml				
giunto palo trave	210	mm	4	mm	840	mmq	0,00084	mq	6,594	Kg/ml	250	mm	1,649	Kg
	70	mm	8	mm	560	mmq	0,00056	mq	4,396	Kg/ml	280	mm	1,231	Kg
flangia motore	234	mm	10	mm	2340	mmq	0,00234	mq	18,369	Kg/ml	400	mm	7,348	Kg







tracker tipo								
descrizione	n°	b (m)	L (m)	h (m)	peso unitario		carico agente	
PESO PROPRIO GK1								
peso proprio struttura	1				428,06	Kg/cad	428,06	Kg
TOTALE peso proprio GK1:							428,06	Kg/mq
CARICHI PERMANENTI GK2								
peso proprio pannelli fotovoltaici	1	2,28	16,70		15,00	Kg/mq	571,14	Kg/mq
TOTALE carichi permanenti GK2:							571,14	Kg/mq
CARICO ACCIDENTALE Q								
neve	1	2,28	16,70		125,00	Kg/mq	4759,50	Kg/mq
TOTALE carico accidentale Q:							4759,50	Kg/mq

tracker 14 moduli - L 6700 mm						
descrizione		carico caratteristico		γ	carico di progetto	
peso proprio	g1k	171,74	kg	1,3	223,26	kg
carico permanente	g2k	229,14	kg	1,5	343,71	kg
carico variabile	qk	1909,50	kg	1,5	2864,25	kg
carico totale piede struttura					3431,22	Kg

NORMATIVE DI RIFERIMENTO

NTC2018 - Aggiornamento delle «Norme tecniche per le costruzioni» - D.M. 17 gennaio 2018

NTC2008 - Norme tecniche per le costruzioni - D.M. 14 Gennaio 2008.

CIRCOLARE 2 febbraio 2009, n. 617 - Istruzioni per l'applicazione delle 'Nuove norme tecniche per le costruzioni' di cui al decreto ministeriale 14 gennaio 2008. (GU n. 47 del 26-2-2009 - Suppl. Ordinario n.27)

Eurocodice 7: Progettazione geotecnica – Parte 1: Regole generali.

Eurocodice 8: Indicazioni progettuali per la resistenza sismica delle strutture - Parte 5: Fondazioni, strutture di contenimento ed aspetti geotecnici.

Carico limite verticale

Il carico limite verticale è stato calcolato con le formule statiche, che esprimono il medesimo in funzione della geometria del palo, delle caratteristiche del terreno e dell'interfaccia palo-terreno. A riguardo, poiché la realizzazione di un palo, sia esso infisso o trivellato, modifica sempre le caratteristiche del terreno nell'intorno dello stesso, si propone di assumere un angolo di resistenza a taglio pari a:

$$\phi' = \frac{3}{4} \phi + 10 \quad \text{nei pali infissi}$$

$$\phi' = \phi - 3^\circ \quad \text{nei pali trivellati}$$

dove ϕ è l'angolo di resistenza a taglio prima dell'esecuzione del palo. Di seguito indicheremo con ϕ il parametro di resistenza scelto.te.

Ai fini del calcolo, il carico limite Q_{lim} viene convenzionalmente suddiviso in due aliquote, la resistenza alla punta Q_p e la resistenza laterale Q_l .

Resistenza unitaria alla punta

Formula di Terzaghi

La soluzione proposta da Terzaghi assume che il terreno esistente al disopra della profondità raggiunta dalla punta del palo possa essere sostituito da un sovraccarico equivalente pari alla tensione verticale efficace (trascurando pertanto il fatto che l'interazione tra palo e terreno di fondazione possa modificare tale valore) e riconduce l'analisi al problema di capacità portante di una fondazione superficiale.

La formula di Terzaghi può essere scritta:

$$Q_p = c \cdot N_c \cdot s_c + \gamma \cdot L \cdot N_q + 0.5 \cdot \gamma \cdot D \cdot N_\gamma \cdot s_\gamma$$

dove:

$$N_q = \frac{a^2}{2 \cos^2(45 + \phi/2)}$$

$$a = e^{(0.75\pi - \phi/2) \tan \phi}$$

$$N_c = (N_q - 1) \cot \phi$$

$$N_\gamma = \frac{\tan \phi}{2} \left(\frac{K_{p\gamma}}{\cos^2 \phi} - 1 \right)$$

Metodo di Berezantzev

Fondamentalmente Berezantzev fa riferimento ad una superficie di scorrimento “alla Terzaghi” che si arresta sul piano di posa (punta del palo); tuttavia egli considera che il cilindro di terreno coassiale al palo ed avente diametro pari all'estensione in sezione della superficie di scorrimento, sia in parte “sostenuto” per azione tangenziale dal rimanente terreno lungo la superficie laterale. Ne consegue un valore della pressione alla base inferiore a γD , e tanto minore quanto più questo “effetto silo” è marcato, cioè quanto più grande è il rapporto D/B ; di ciò tiene conto il coefficiente N_q , che quindi è funzione decrescente di D/B .

La resistenza unitaria Q_p alla punta, per il caso di terreno dotato di attrito (ϕ) e di coesione (c), è data dall'espressione:

$$Q_p = c \cdot N_c + \gamma \cdot L \cdot N_q$$

Avendo indicato con:

γ peso unità di volume del terreno;

L lunghezza del palo;

N_c e N_q sono i fattori di capacità portante già comprensivi dell'effetto forma (circolare);

Metodo di Vesic

Vesic ha assimilato il problema della rottura intorno alla punta del palo a quello di espansione di una cavità cilindrica in mezzo elasto-plastico, in modo da tener conto anche della compressibilità del mezzo.

Secondo Vesic i coefficienti di capacità portante N_q e N_c si possono calcolare come segue:

$$N_q = \frac{3}{3 - \sin \phi} \left\{ \exp \left[\left(\frac{\pi}{2} - \phi \right) \tan \phi \right] \tan^2 \left(45 + \frac{\phi}{2} \right) I_{rr}^{(4 \sin \phi) / [3(1 + \sin \phi)]} \right\}$$

L'indice di rigidezza ridotto I_{rr} nella precedente espressione viene calcolato a partire dalla deformazione volumetrica ε_v .

L'indice di rigidezza I_r si calcola utilizzando il modulo di elasticità tangenziale G' e la resistenza a taglio s del terreno.

Quando si hanno condizioni non drenate o il suolo si trova in uno stato addensato, il termine ε_v può essere assunto pari a zero e si ottiene $I_{rr} = I_r$

E' possibile fare una stima di I_r con i valori seguenti:

TERRENO	Ir
Sabbia	75-150
Limo	50-75
Argilla	150-250

Il termine N_c della capacità portante viene calcolato:

$$N_c = (N_q - 1) \cot \phi \quad (a)$$

Quando $\phi = 0$ (condizioni non drenate)

$$N_c = \frac{4}{3} (\ln I_{rr} + 1) + \frac{\pi}{2} + 1$$

Metodo di Janbu

Janbu calcola N_q (con l'angolo ψ espresso in radianti) come segue:

$$N_q = \left(\tan \phi + \sqrt{1 + \tan^2 \phi} \right)^2 \exp(2\psi \tan \phi)$$

N_c si può ricavare dalla (a) quando $\phi > 0$.

Per $\phi = 0$ si usa $N_c = 5.74$

Formula di Hansen

La formula di Hansen vale per qualsiasi rapporto D/B , quindi sia per fondazioni superficiali che profonde, ma lo stesso autore introdusse dei coefficienti per meglio interpretare il comportamento reale della fondazione, senza di essi, infatti, si avrebbe un aumento troppo forte del carico limite con la profondità.

Per valori $L/D > 1$:

$$d_c = 1 + 0.4 \tan^{-1} \frac{L}{D}$$

$$d_q = 1 + 2 \tan \phi (1 - \sin \phi)^2 \tan^{-1} \frac{L}{D}$$

Nel caso $\phi = 0$

D/B	0	1	1.1	2	5	10	20	100
d'_c	0	0.40	0.33	0.44	0.55	0.59	0.61	0.62

Nei fattori seguenti le espressioni con apici (') valgono quando $\phi = 0$.

Fattore di forma:

$$s'_c = 0.2 \cdot \frac{D}{L}$$

$$s_c = 1 + \frac{N_q}{N_c} \cdot \frac{D}{L}$$

$$s_q = 1 + \frac{D}{L} \cdot \tan \phi$$

$$s_q = 1 + \frac{D}{L} \cdot \tan \phi$$

$$s_\gamma = 1 - 0.4 \cdot \frac{D}{L}$$

Fattore di profondità:

$$d'_c = 0.4 \cdot k$$

$$d_c = 1 + 0.4k$$

$$d_q = 1 + 2 \tan \phi \cdot (1 - \sin \phi) \cdot k$$

$$d_\gamma = 1 \text{ per qualsiasi } k$$

$$k = \tan^{-1} \frac{L}{D} \text{ se } \frac{L}{D} > 1$$

Resistenza del fusto

Il metodo utilizzato per il calcolo della capacità portante laterale è il metodo α , proposto da *Tomlinson (1971)*; la resistenza laterale viene calcolata nel seguente modo:

$$Q_1 = (\alpha c + \sigma K \tan \delta) \cdot A_l \cdot f_w$$

A_l = superficie laterale del palo;

f_w = fattore di correzione legato alla tronco-conicità del palo, ossia la diminuzione percentuale del diametro del palo con

c = valore medio della coesione (o della resistenza a taglio in condizioni non drenate);

σ = pressione verticale efficace del terreno;

K = coefficiente di spinta orizzontale, dipendente dalla tecnologia di esecuzione del palo e dal precedente stato di addensamento, viene calcolato come segue:

Per pali infissi

$$K = 1 - \tan^2 \phi$$

o, nel caso specifico, è possibile assegnare i seguenti valori proposti in tabella:

Palo	K	
	Terreno sciolto	Terreno denso
Acciaio	0.5	1
Calcestr. Pref.	1	2
Legno	1	3

Per pali trivellati

$$K = 1 - \text{sen}\phi$$

δ = attrito palo-terreno funzione della scabrezza della superficie del palo;

Per pali infissi

$$\delta = 3/4 \tan\phi$$

Per pali trivellati

$$\delta = \tan\phi$$

α = coefficiente d'adesione ricavato come di seguito riportato:

Pali trivellati:

Caquot – Kerisel

$$\alpha = \frac{100 + c^2}{100 + 7c^2}$$

Meyerhof – Murdock (1963)

$$\alpha = 1 - 0.1 \cdot c \quad \text{per } c < 5 \text{ t/m}^2$$

$$\alpha = 0.525 - 0.005 \cdot c \quad \text{per } c \geq 5 \text{ t/m}^2$$

Whitaker – Cooke (1966)

$$\alpha = 0.9 \quad \text{per } c < 2.5 \text{ t/m}^2$$

$$\alpha = 0.8 \quad \text{per } 2.5 \leq c < 5 \text{ t/m}^2$$

$$\alpha = 0.6 \quad \text{per } 5 \leq c \leq 7.5 \text{ t/m}^2$$

$$\alpha = 0.9 \quad \text{per } c > 7.5 \text{ t/m}^2$$

Woodward (1961)

$$\alpha = 0.9 \quad \text{per } c < 4 \text{ t/m}^2$$

$$\alpha = 0.6 \quad \text{per } 4 \leq c < 8 \text{ t/m}^2$$

$$\alpha = 0.5 \quad \text{per } 8 \leq c < 12 \text{ t/m}^2$$

$$\alpha = 0.4 \quad \text{per } 12 \leq c \leq 20 \text{ t/m}^2$$

$$\alpha = 0.20 \quad \text{per } c > 20 \text{ t/m}^2$$

Pali infissi

Coefficiente α per palo infisso	
$2.5 \leq c < 5 \text{ t/m}^2$	$\alpha = 1.00$
$5 \leq c < 10$	$\alpha = 0.70$
$10 \leq c < 15$	$\alpha = 0.50$
$15 \leq c < 20$	$\alpha = 0.40$
$c \geq 20$	$\alpha = 0.30$

Attrito negativo

Quando un palo viene infisso o passa attraverso uno strato di materiale compressibile prima che si sia esaurito il processo di consolidazione, il terreno si muoverà rispetto al palo facendo insorgere sforzi attritivi tra palo e terreno che inducono al cosiddetto fenomeno dell'attrito negativo. L'effetto dell'attrito negativo è quello di aumentare il carico assiale sul palo, con conseguente aumento del cedimento, dovuto all'accorciamento elastico del palo stesso per effetto dell'aumento di carico. La forza che nasce per effetto dell'attrito negativo è stimata pari alla componente attritiva della resistenza laterale (vedi Resistenza del fusto) lungo la superficie laterale a contatto con lo strato in cui si genera tale fenomeno, ma di verso opposto all'attrito positivo. La risultante così determinata non viene detratta dal carico limite, ma da quello di esercizio.

Fattore di correzione in condizioni sismiche.

Criterio di Vesic

Secondo questo autore per tenere conto del fenomeno della dilatanza nel calcolo della capacità portante è sufficiente diminuire di 2° l'angolo d'attrito degli strati di fondazione. Il limite di questo suggerimento è nel fatto che non tiene conto dell'intensità della sollecitazione sismica (espressa attraverso il parametro dell'accelerazione sismica orizzontale massima). Questo criterio pare però trovare conferma nelle osservazioni fatte in occasione di diversi eventi sismici.

Criterio di Sano

L'autore propone di diminuire l'angolo d'attrito degli strati portanti di una quantità data dalla relazione:

$$D_p = \arctg\left(\frac{a_{max}}{\sqrt{2}}\right)$$

dove a_{max} è l'accelerazione sismica orizzontale massima.

Questo criterio, rispetto a quello di *Vesic*, ha il vantaggio di prendere in considerazione anche l'intensità della sollecitazione sismica. L'esperienza però dimostra che l'applicazione acritica di questa relazione può condurre a valori eccessivamente cautelativi di *Qlim*.

Le correzioni di *Sano* e di *Vesic* si applicano esclusivamente a terreni incoerenti ben addensati. È errato applicarle a terreni sciolti o mediamente addensati, dove le vibrazioni sismiche producono il fenomeno opposto a quello della dilatanza, con aumento del grado di addensamento e dell'angolo d'attrito.

Cedimenti metodo di Davis-Poulos

Il cedimento verticale è stato calcolato con il metodo di *Davis-Poulos*, secondo il quale il palo viene considerato rigido (indeformabile) immerso in un mezzo elastico, semispazio o strato di spessore finito.

Si ipotizza che l'interazione palo-terreno sia costante a tratti lungo n superfici cilindriche in cui viene suddivisa la superficie laterale del palo.

Il cedimento della generica superficie i per effetto del carico trasmesso dal palo al terreno lungo la superficie j -esima può essere espresso:

$$W_{i,j} = (\tau_j / E) \cdot B \cdot I_{i,j}$$

Avendo indicato con:

τ_j = Incremento di tensione relativo al punto medio della striscia

E = Modulo elastico del terreno

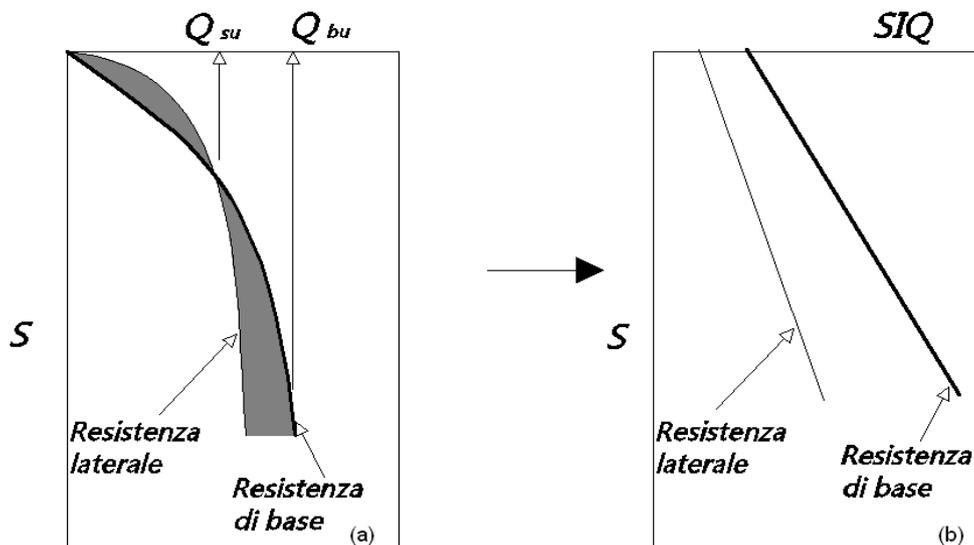
B = Diametro del palo

$I_{i,j}$ = Coefficiente di influenza

Il cedimento complessivo si ottiene sommando $W_{i,j}$ per tutte le j aree

Cedimento Metodo Iperbolico

Il metodo iperbolico modificato rappresenta uno sviluppo dello studio di Chin (1970,1972,1983) che consente di stimare il cedimento di pali singoli partendo dall'idea che il diagramma carico-cedimento, per il corpo di un palo e la sua base, abbia un andamento iperbolico. I valori del *carico ultimo laterale* (Q_{su}) e la *resistenza di base ultima* (Q_{bu}) rappresentano i termini asintotici della curva (figura a) (Terzaghi, 1943). Sotto queste ipotesi è possibile giungere ad una rappresentazione linearizzata del problema considerando la variazione della quantità S/Q rispetto allo spostamento S (figura b).



Grafici cedimento iperbolico (a) e linearizzato (b).

Grafici cedimento iperbolico (a) e linearizzato (b)

Lo studio di *Fleming* ha dimostrato che gli spostamenti totali stimati col metodo di *Chin* erano distorti dall' *accorciamento elastico* del corpo del palo e suggerì una tecnica semplificata per la quale la deformazione elastica del palo può essere determinata, con sufficiente accuratezza, sottraendo alla stima di *Chin* l' *accorciamento* del palo.

Considerando lo schema in figura l' *accorciamento* elastico del palo dipende dal carico applicato Q in rapporto all' *attrito* laterale ultimo Q_{su} . In particolare se $Q \leq Q_{su}$ la deformazione elastica del corpo del palo corrisponde alla somma dell' *accorciamento* elastico lungo la zona ad *attrito basso o nullo* e quello che si sviluppa lungo la parte *attiva* del fusto:

$$S_e = \frac{4Q(L_o + k_e L_a)}{\pi d_s^2 E_c}$$

Se, invece, si ha che $Q > Q_{su}$ bisogna considerare un ulteriore *accorciamento* legato alla parte attiva del palo che deve essere aggiunta alla deformazione elastica:

$$S_e = \frac{4}{\pi d_s^2 E_c} [Q(L_o + L_a) - L_a Q_{su}(1 - k_e)]$$

I parametri della formula sono:

- d_s : diametro testa del palo.
- E_c : modulo di elasticità del materiale del palo il cui valore può essere ricavato da una interpolazione lineare tra i valori di $E_c = 26 \cdot 10^6$ kN/m² per calcestruzzo con forza specifica di 20 N/mm² e il valore di $E_c = 40 \cdot 10^6$ kN/m² per calcestruzzo da 40 N/mm².
- L_o : lunghezza del palo ad *attrito basso o nullo*.
- L_a : lunghezza attiva del palo.
- k_e : rapporto della lunghezza equivalente del fusto del palo rispetto alla lunghezza attiva L_a . Si può considerare un valore di 0.5 quando si ha un *attrito* che si sviluppa uniformemente lungo L_a oppure quando il palo è inserito in sabbia o ghiaia. Per pali in argilla caratterizzati da uno sforzo che cresce in profondità si può usare un valore di 0.45.

Lo spostamento del *palo rigido* può essere calcolato sapendo che la somma dell' *attrito* laterale e della resistenza di base corrisponde al carico totale applicato alla testa del palo.

$$Q = Q_s + Q_b$$

Considerando il palo rigido lo spostamento totale in testa è uguale a quello che si ottiene lungo il fusto ed è uguale a quello misurato alla base del palo:

$$S_t = S_s = S_b$$

Dal grafico linearizzato si può vedere che lo spostamento lungo il fusto del palo può essere calcolato come:

$$S_s = \frac{M_s d_s Q_s}{Q_{su} - Q_s}$$

In cui

- M_s : fattore adimensionale di flessibilità terreno/fusto.

- d_s : diametro testa.
- Q_s : attrito.
- Q_{su} : attrito ultimo determinato col metodo statico (condizione drenata)

L'equazione dello spostamento alla base del palo ricavata da Fleming è:

$$S_b = \frac{0.6Q_{bu}Q_b}{d_b E_b (Q_{bu} - Q_b)}$$

dove

- d_b : diametro della base del palo.
- Q_b : resistenza alla base.
- Q_{bu} : resistenza ultima alla base
- E_b : modulo di taglio corrispondente a $Q_{bu}/4$

Infine, ponendo la condizione di uguaglianza $S_s=S_b$ e considerando il carico totale applicato Q si ottiene lo spostamento totale di un palo rigido considerando solo i valori positivi della relazione:

$$S_t = \frac{-g \pm \sqrt{g^2 - 4fh}}{2f}$$

In cui le variabili sono così definite:

- $f = \eta(Q - \alpha) - \beta$
- $g = Q(\delta + \lambda\eta) - \alpha\delta - \beta\lambda$
- $h = \lambda\delta Q$
- $\alpha = Q_{su}$
- $\beta = d_b E_b Q_{bu}$
- $\lambda = M_s d_s$
- $\delta = 0.6Q_{bu}$
- $\eta = d_b E_b$

Lo spostamento complessivo del palo comprende la componente di spostamento rigido e quella di accorciamento elastico.

Il modulo elastico del terreno E_b al di sotto della base del palo è legato alle caratteristiche del terreno ed è fortemente influenzato dalla tecnica di costruzione del palo. Fleming sostiene che è consigliabile che questo parametro di progetto sia determinato da un insieme accurato di prove in cui i pali sono caricati fino al punto in cui viene mobilitata una sostanziale quota della resistenza di punta. In mancanza di questi dati si può scegliere, cautelativamente, il valore di E_b da range di valori relativi al tipo di terreno e alla tecnica di costruzione del palo.

CARICO LIMITE ORIZZONTALE

Il carico limite orizzontale è stato calcolato secondo la teoria sviluppata da Broms il quale assume che il comportamento dell'interfaccia palo-terreno sia di tipo rigido perfettamente plastico, e cioè che la resistenza del terreno si mobilita interamente per un qualsiasi valore non nullo dello spostamento a rimanga costante al crescere dello spostamento stesso.

Si assume che il comportamento flessionale del palo sia di tipo rigido-perfettamente plastico, vale a dire che le rotazioni elastiche del palo sono trascurabili finché il momento flettente non raggiunge il valore M_y di plasticizzazione.

Per i terreni coesivi Broms propone di adottare una reazione del terreno costante con la profondità pari a:

$$p = 9 \cdot c_u \cdot B$$

con reazione nulla fino alla profondità di 1.5 d; avendo indicato con:

c_u = Coesione non drenata,

B = Diametro del palo

p = Reazione del terreno per unità di lunghezza del palo.

Per i terreni incoerenti si assume che la resistenza vari linearmente con la profondità secondo la legge:

$$p = 3K_p \gamma z \cdot B$$

avendo indicato con:

p = Reazione del terreno per unità di lunghezza del palo;

K_p = Coefficiente di spinta passiva;

γ = Peso unità di volume del terreno;

z = Profondità;

B = Diametro del palo.

Palo in condizioni d'esercizio

Analisi del palo in condizioni di esercizio: **Metodo degli elementi finiti.**

Il metodo degli elementi finiti modella il palo di fondazione, sottoposto a carichi trasversali, in modo realistico in quanto fa uso sia degli spostamenti che delle rotazioni ai nodi per definire la linea elastica del palo, pertanto rappresenta il metodo più razionale ed efficace attualmente disponibile per analizzare questo tipo di strutture.

Di seguito si richiamano i fondamenti teorici del metodo indicando con **P** la matrice delle forze nodali esterne, con **F** quella delle forze interne e con **A** la matrice dei coefficienti di influenza che, per l'equilibrio tra forze esterne ed interne, lega le prime due secondo la ben nota forma:

$$\mathbf{P} = \mathbf{A}\mathbf{F}$$

Gli spostamenti interni \mathbf{e} (traslazioni e rotazioni) dell'elemento nel generico nodo sono legati agli spostamenti esterni \mathbf{X} (traslazioni e rotazioni) applicati ai nodi, dalla seguente relazione:

$$\mathbf{e} = \mathbf{B}\mathbf{X}$$

dove la matrice \mathbf{B} è dimostrato essere la trasposta della matrice \mathbf{A} .

D'altra parte, le forze interne \mathbf{F} sono legate agli spostamenti interni \mathbf{e} dalla seguente espressione:

$$\mathbf{F} = \mathbf{S}\mathbf{e}$$

Applicando le consuete sostituzioni, si ottiene:

$$\mathbf{F} = \mathbf{S}\mathbf{A}^T\mathbf{X}$$

e quindi

$$\mathbf{P} = \mathbf{A}\mathbf{F} = \mathbf{A}\mathbf{S}\mathbf{A}^T\mathbf{X}$$

Pertanto, calcolando l'inversa della matrice $\mathbf{A}\mathbf{S}\mathbf{A}^T$ si ricava l'espressione degli spostamenti esterni \mathbf{X} :

$$\mathbf{X} = (\mathbf{A}\mathbf{S}\mathbf{A}^T)^{-1}\mathbf{P}$$

Noti, quindi, gli spostamenti \mathbf{X} è possibile ricavare le forze interne \mathbf{F} necessarie per il progetto della struttura.

La matrice $\mathbf{A}\mathbf{S}\mathbf{A}^T$ è nota come matrice di rigidità globale in quanto caratterizza il legame tra spostamenti e forze esterni nodali.

Il metodo ad elementi finiti ha, tra l'altro, il vantaggio di consentire di mettere in conto, come condizioni al contorno, rotazioni e spostamenti noti.

Le reazioni nodali delle molle che schematizzano il terreno vengono considerate come forze globali legate al modulo di reazione e all'area d'influenza del nodo. Nella soluzione ad elementi finiti per pali soggetti a carichi trasversali, il modulo di reazione viene considerato nella forma:

$$k_S = A_S + B_S Z^n$$

o, non volendo far crescere illimitatamente il k_S con la profondità, nella forma:

$$k_S = A_S + B_S \tan^{-1}(Z/B)$$

nella quale Z è la profondità e B è il diametro del palo.

I valori di A_s e $B_s Z^n$ sono ottenuti dall'espressione della capacità portante (Bowles) con fattori correttivi s_i , d_i , e i_i pari a 1:

$$k_s = q_{ult}/\Delta H = C(cN_c + 0.5\gamma B N_\gamma)$$

$$B_s Z^n = C(\gamma N_q Z^1)$$

Dove $C = 40$ è ottenuto in corrispondenza di un cedimento massimo di 25 mm.

Momenti cinematici

In presenza dell'azione sismica la risposta del palo è il risultato di una complessa interazione terreno-palo, resa di difficile interpretazione a causa dei fenomeni di non linearità nel terreno e degli effetti cinematici associati al moto del terreno.

Generalmente, alle sollecitazioni trasmesse dalla sovrastuttura si aggiungono, applicando il principio di sovrapposizione degli effetti, quelle derivanti dall'interazione cinematica che produce nei pali sollecitazioni aggiuntive dipendenti principalmente dalla rigidità relativa palo-terreno.

Dalla letteratura esistente in merito a questo tipo di studi, emerge che nel caso di palo immerso in terreni stratificati, la sollecitazione flettente subisce un pronunciato incremento in prossimità dell'interfaccia fra strati di differente rigidità e tale incremento è tanto maggiore quanto più elevato è il contrasto di rigidità. In alcuni casi il valore del momento prodotto da questo effetto potrebbe superare quello che insorge nei pali in testa in presenza di incastro.

Da un'analisi di numerosi risultati, *Nikolaou et al. 2001*, ha proposto una relazione che consente di calcolare, in maniera approssimata, il momento flettente massimo in corrispondenza dell'interfaccia tra due strati di differente rigidità, in condizioni di moto stazionario con frequenza prossima alla frequenza fondamentale del deposito in cui è immerso il palo:

$$M = 0.042 \cdot \tau_c \cdot d^3 \cdot \left(\frac{L}{d}\right)^{0.30} \cdot \left(\frac{E_p}{E_1}\right)^{0.65} \cdot \left(\frac{E_p}{E_1}\right)^{0.65} \cdot \left(\frac{V_{s2}}{V_1}\right)^{0.50}$$

in cui $\tau_c = a_{max} \rho_1 H_1$; a_{max} accelerazione sismica, ρ_1 densità del terreno, H_1 spessore dello strato, V_{s1} e V_{s2} , rispettivamente, la velocità delle onde di taglio nei due strati; E_1 è modulo di rigidità dello strato superiore di terreno, E_p modulo di elasticità del palo, d diametro del palo, L lunghezza del palo.

Dati generali...

1	C20/25	250	299600	200	113.3	10.1	22.1
2	C25/30	300	314750	250	141.6	11.4	25.6
3	C28/35	350	323080	280	158.6	12.6	27.6
4	C40/50	500	352200	400	226.6	16.3	35

Acciai:

Nr.	Classe Acciaio	Es [Kg/cm2]	f _{yk} [Kg/cm2]	f _{yd} [Kg/cm2]	f _{tk} [Kg/cm2]	f _{td} [Kg/cm2]	ep _{tk}	ep _{d_ult}	β1*β2 in.	β1*β2 fin.
1	B450C	2000000	4500	3913	4500	3913	.075	.0675	1	.5
2	B450C*	2000000	4500	3913	5400	4500	.075	.0675	1	.5
3	B450C**	2000000	4500	3913	4582	3985	.012	.01	1	.5
4	S235H	2141370	2447.28	2128.11	3670.92	2128.11	.012	.01	1	.5
5	S275H	2141370	2855.16	2482.97	4384.71	2482.97	.012	.01	1	.5
6	S355H	2141370	3670.92	3191.66	5200.47	3670.92	.012	.01	1	.5

Stratigrafia

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

Strat. 1

Nr.	Hs	Peso unità di Volume [kg/m3]	Peso Unità di volume Saturato [kg/m3]	c [kg/cm2]	Fi (°)	Roccia	RQD (%)	Punta Palo [kg/cm2]	Attrito negativo	α	Modulo elastico [kg/cm2]	Vs [m/s]	Descrizione litologica
1	1.00	1600.00	1700.00	0.00	16.00	No	0.00	0.00	No	1.00	0.00	0	coltre superficiale terreno vegetale
2	8.00	1900.00	2000.00	0.08	22.00	No	0.00	0.00	No	0.96	0.00	0	limi argillosi e argille limose
3	8.00	2000.00	2100.00	0.00	30.00	No	0.00	0.00	No	0.90	0.00	0	sabbie ghiaiose e ghiaie sabbiose
4	10.00	2000.00	2100.00	0.20	28.00	No	0.00	0.00	No	0.81	0.00	0	substrato argilloso

Carico limite

Stratigrafia	N _q	N _c	Punta Palo	Peso palo [kg]	Carico limite punta [kg]	Carico limite laterale [kg]	Carico limite [kg]	Attrito negativo [kg]	Carico limite orizzontale [kg]
A1+M1+R3	15.03	28.13	φ=26.5/c=0.08	96.00	3940.04	3189.28	7033.32	--	6418.11 [Medio]

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

RESISTENZA DI PROGETTO CARICHI ASSIALI

Resistenza caratteristica carichi assiali. Nome combinazione:	A1+M1+R3
Numero verticali di indagine	1
Fattore correlazione verticale indagate media (xi3)	1.70
Fattore correlazione verticale indagate minima (xi4)	1.70

	Rc, Min [kg]	Rc, Media [kg]	Rc, Max [kg]
Base	3940.04	3940.04	3940.04
Laterale	3189.28	3189.28	3189.28
Totale=Base+Laterale- Peso palo	7033.32	7033.32	7033.32

Coefficiente parziale resistenza caratteristica	R3
Base	1.15
Laterale	1.15
Resistenza di progetto base	2015.37 kg
Resistenza di progetto laterale	1631.35 kg
Resistenza di progetto	3550.71 kg
Azioni di progetto	3435.00 kg
Fattore sicurezza verticale	1.03

Resistenza di progetto carichi trasversali

Resistenza caratteristica carichi assiali. Nome combinazione	A1+M1+R3
Numero verticali di indagine	1
Fattore correlazione verticale indagate media (xi3)	1.70
Fattore correlazione verticale indagate minima (xi4)	1.70
Momento plasticizzazione	6082.26 kgm

Rc, Min [kg]	Rc, Media [kg]	Rc, Max [kg]
6418.113	6418.113	6418.113

Coefficiente parziale resistenza caratteristica	1.3
---	-----

Resistenza di progetto	2904.12 kg
Azioni di progetto	400.00 kg
Fattore sicurezza orizzontale	7.26