



REGIONE BASILICATA
 PROVINCIA DI MATERA
 COMUNE DI POMARICO,
 MONTESCAGLIOSO E BERNALDA



AUTORIZZAZIONE UNICA EX D.Lgs 387/2003

**INSTALLAZIONE DI UN IMPIANTO DI PRODUZIONE DI ENERGIA DA
 FONTE SOLARE DENOMINATO "POMARICO 1" DI POTENZA IN
 IMMISSIONE PARI A 20.000,00 kW E POTENZA DI PICCO PARI A
 19.728,66 kW**

Codice pratica: 202100508



Codice elaborato

Commessa	Livello prog.	Tipologia	Progressivo
SE224	PD	R	009

DATA	SCALA
Novembre 2021	-

Titolo elaborato

**A.7-Relazione preliminare sulle
 strutture**

REVISIONI

REV.	DATA	DESCRIZIONE	ESEGUITO	VERIFICATO	APPROVATO

Progettazione:



STUDIO ENERGY SRL
 Via delle Comunicazioni snc
 75100 Matera
 C/F. e PIVA 01175590775

Tecnici:

Dott. Ing. Calbi Francesco Rocco



Il Proponente:



SMARTENERGYIT2108 S.R.L.
 Piazza Covour, 1 - 20121 Milano (MI)
 C.F./P.IVA 11625090961

LEGALE RAPPRESENTANTE

INDICE

1. GENERALITÀ.....	2
1.1. Descrizione Delle Costruzioni In Progetto	2
1.2. Componente strutturale.....	2
1.3. Norme Tecniche.....	3
2. AZIONI.....	4
2.1. Carichi Permanenti	4
2.2. Sovraccarico Neve	4
2.3. Sovraccarico Vento	6
2.4. Sollecitazioni sismiche	8
2.5. Dimensionamento degli elementi strutturali	11
2.5.1 Verifica della traversa	11
2.5.2 Verifica della barra di supporto	14
2.5.3 VERIFICA DEI SUPPORTI INFISSI NEL TERRENO.....	15
RELAZIONE GEOTECNICA.....	19

1. GENERALITÀ

1.1. Descrizione Delle Costruzioni In Progetto

I presenti calcoli statici comprendono il calcolo delle sollecitazioni e le verifiche di stabilità per una costruzione portante di un impianto solare in campo aperto.

La località è: Pomarico (MT)

H m s.l.m = 310 m

1.2. Componente strutturale

La Componente Strutturale, come anticipato, utilizza tre possibili soluzioni che si differenziano principalmente per il numero di Moduli Fotovoltaici che supportano:

Tracker da 84, Tracker da 56 e Tracker da 28 pannelli.

Ogni tracker, è costituito da pali che supportano un numero diverso di travi su cui sono fissati i correntini sui quali vengono fissati i Moduli Fotovoltaici. I Moduli vengono fissati con bulloni e almeno uno di essi è dotato di un dado antifurto.

Il palo centrale è del tipo HEA 160. Su questo palo è fissato il motore sul quale vengono calettate le prime due travi centrali, una a DR e l'altra a SN. Attraverso opportuni giunti sono collegate le travi successive, di diversa lunghezza, che a loro volta, tramite robusti cuscinetti, poggiano su pali a "Z".

Al fine di rendere la struttura solida e robusta, le travi hanno uno spessore diverso che diminuisce dal centro verso l'esterno. Nelle aree in cui i venti assumono entità elevate, le strutture presenti nelle aree periferiche del Campo Fotovoltaico, ovvero quelle che subiscono il primo impatto, possono essere dotate di adeguati ammortizzatori. Le strutture sono progettate su base NTC 2018 e EUROCODEX.

Quando il vento assume condizioni più estreme, supera le soglie di guardia, o le vibrazioni delle strutture superano anche esse le soglie di guardia, i tracker ruotano autonomamente facendo in modo che i Moduli Fotovoltaici assumano la posizione di protezione (orizzontale) di minore impatto con il vento. Le soglie di intervento sono impostabili.

1.3. Norme Tecniche

- Legge 2 febbraio 1974 n. 64 (G. U. 21 marzo 1974 n. 76)

”Provvedimenti per le costruzioni con particolari prescrizioni per le zone sismiche”

- L.R. Basilicata N° 38 del 24 novembre 2020

Norme per l' esercizio delle funzioni regionali in materia di difesa del territorio dal rischio sismico

- D.M. 17.01.2018 (Aggiornamento "Norme tecniche per le costruzioni")

Nel seguito denominate NT (norme tecniche)

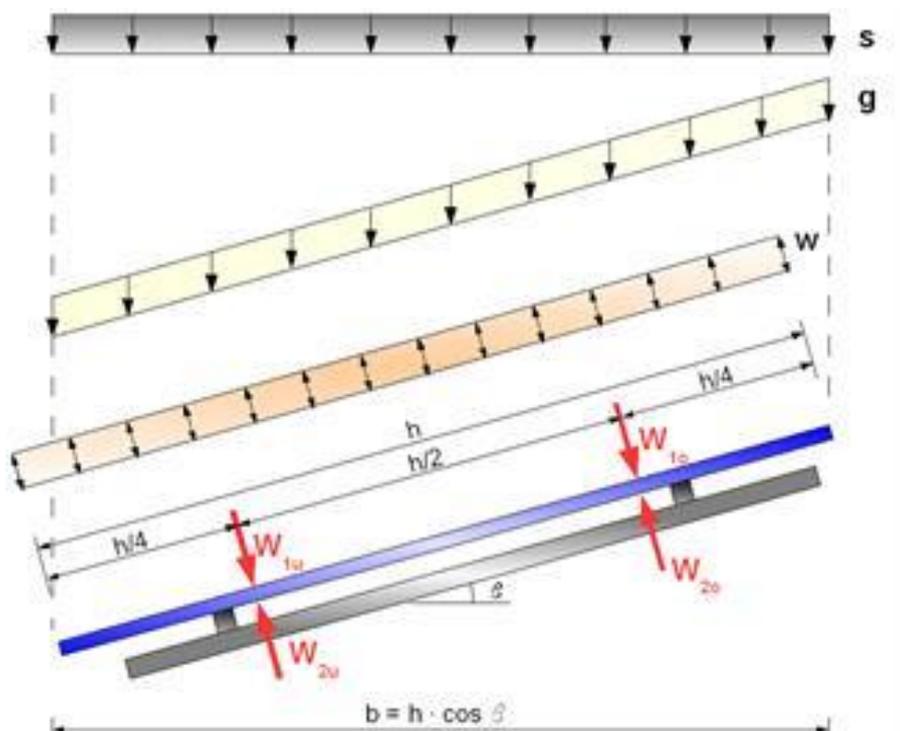
Il calcolo delle sollecitazioni e la loro combinazione è stato eseguito seguendo le indicazioni delle NT secondo l'APPROCCIO 2

- Circolare n. 7 del 21 gennaio 2019

Istruzioni per l'applicazione dell'«Aggiornamento delle “Norme tecniche per le costruzioni” » di cui al decreto ministeriale 17 gennaio 2018.

- Eurocode 9: Dimensionamento e costruzione per costruzioni in alluminio.

2. AZIONI



con:

β °angolo di inclinazione rispetto all'orizzontale g [kN/m²] secondo certificazione del produttore

s [kN/m²] D.M. 17/01/2018 w [kN/m²] D.M. 17/01/2018 w [kN/m] D.M. 17/01/2018

2.1. Carichi Permanenti

$g = 0.14$ KN/m² peso proprio degli elementi solari secondo indicazione/certificazione del produttore

2.2. Sovraccarico Neve

SOVRACCARICO NEVE

Provincia : Matera

Zona : 3

Altitudine a_s : 310 m s.l.m.

Esposizione : Normale

Periodo di ritorno : 50 anni

Il carico neve sulle coperture viene valutato con la seguente espressione:

$$q_s = m_i \cdot q_{sk} \cdot C_E \cdot C_t \text{ KN/m}^2$$

dove:

μ_i Coefficiente di forma della copertura

$C_E = 1.0$ Coefficiente di esposizione

$C_t = 1.0$ Coefficiente termico

$q_{sk} = 72 \text{ Kg/m}^2$ Carico neve al suolo

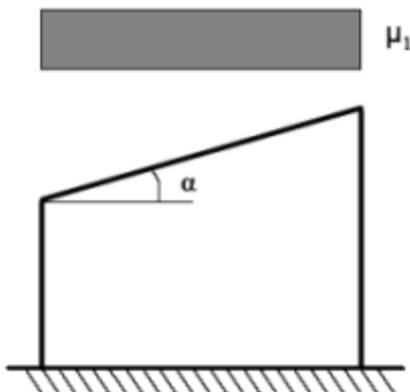
Nel nostro caso la condizione più sfavorevole è quando il pannello è in orizzontale

$\alpha = 0.00^\circ$

il coefficiente di forma $m_i(\alpha) = 0.80 \Rightarrow q_s = 58 \text{ Kg/m}^2$

Il Carico Neve sul pannello q_s vale 58 Kg/m^2 ;

Nel caso di massima inclinazione del pannello (55°) **q_s vale $33,1 \text{ Kg/m}^2$**



2.3. Sovraccarico Vento

SOVRACCARICO VENTO

Zona Vento	$V_{b,0}$ (m/s)	a_0 (m)	K_a (1/s)
3	27	500	0.37

Categoria di esposizione	K	z_0 (m)	z_{min} (m)
2	0,19	0.05	4

Altitudine: $a_s = 310$ m s.l.m.

Distanza dalla costa: terra - oltre 30 Km dalla costa

Classe di rugosità terreno: D

Altezza manufatto: $h = 2.27$ m

Periodo di ritorno: $T_R = 50.0$ anni \Rightarrow
 $\Phi C_R = 0.75 \{1 - 0.2 \ln[-\ln(1 - 1/T_R)]\}^{0.5} = 1.00$

Velocità di riferimento del vento: $V_b = V_{b,0}$ per $a_s \leq a_0$
 $V_b = V_{b,0} + K_a (a_s - a_0)$ per $a_s > a_0$

$$V_b = 27.000 \text{ m/s}$$

$$V_b(T_R) = \Phi C_R V_b = 27.020 \text{ m/s}$$

Coefficiente dinamico: $C_d = 1.00$

Coefficiente di forma: $C_p = 1.30$

Coefficiente di attrito: $C_f = 0.02$

Coefficiente di topografia: $C_t = 1.00$

Coefficiente di esposizione: $C_e(z) = K^2 C_t \ln(z/z_0) [7 + C_t \ln(z/z_0)]$ per $z \geq z_{min}$
 $C_e(z) = C_e(z_{min})$ per $z < z_{min}$

$$C_e(z) = 1.30$$

Le azioni del vento si traducono in pressioni (positive) e depressioni (negative) agenti normalmente alla superficie degli elementi che compongono la costruzione. La pressione agente su un singolo elemento è data dall'espressione:

$$p = q_b C_e C_p C_d = 876,10 \text{ Pa} = 89,32 \text{ Kg/mq}$$

dove,

$q_b = 1/2 \rho v_b^2$ è la pressione cinetica di riferimento;

$\rho = 1,25 \text{ Kg/m}^3$ è la densità dell'aria.

L'azione tangente per unità di superficie parallela alla direzione del vento è:

$$p_f = q_b C_e C_f = 18,22 \text{ Pa} = 1.85 \text{ Kg/mq}$$

2.4. Sollecitazioni sismiche

VALUTAZIONE DELL'AZIONE SISMICA

L'azione sismica è stata valutata in conformità alle indicazioni riportate al capitolo 3.2 delle NT
La valutazione degli spettri di risposta per un dato Stato Limite avviene attraverso le seguenti fasi:

- ✦ definizione della Vita Nominale e della Classe d'Uso della struttura, in base ai quali si determina il Periodo di Riferimento dell'azione sismica.
- ✦ Determinazione attraverso latitudine e longitudine dei parametri sismici di base a_g , F_0 e T^*_c per lo Stato Limite di interesse; l'individuazione è stata effettuata interpolando tra i 4 punti più vicini al punto di riferimento dell'edificio secondo quanto disposto dall'allegato alle NTC "Pericolosità Sismica", dove:
 - a_g accelerazione orizzontale massima al sito;
 - F_0 valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale.
 - T^*_c periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale
- ✦ Determinazione dei coefficienti di amplificazione stratigrafica e topografica.
- ✦ Calcolo del periodo T_c corrispondente all'inizio del tratto a velocità costante dello Spettro.

I dati così calcolati sono stati utilizzati per determinare gli Spettri di Progetto nelle verifiche agli Stati Limite considerati, per ogni direzione dell'azione sismica.

Oltre alla determinazione dei parametri sismici del sito si è considerata la tipologia di terreno, la posizione topografica e la tipologia strutturale (classe di duttilità, regolarità, ecc..) che ha condotto alla determinazione dei seguenti spettri di risposta:

Spettri di risposta

Spettro: **Spettro NT_ 2018**

Il calcolo degli spettri e del fattore di comportamento sono stati calcolati per la seguente tipologia di terreno e struttura.

Vita della struttura	
Tipo	Opere ordinarie (50-100)
Vita nominale VN [anni]	50.0
Classe d'uso	II
Coefficiente d'uso CU	1.000
Periodo di riferimento VR [anni]	50.000
Probabilità di superamento PVR allo Stato limite di esercizio - SLD	63.0%
Probabilità di superamento PVR allo Stato limite ultimo - SLV	10.0%
Periodo di ritorno TR SLD [anni]	50.0
Periodo di ritorno TR SLV [anni]	475.0
Parametri del sito	
Comune	Pomarico - (MT)
Longitudine	16.549
Latitudine	40.517
Id reticolo del sito	34345-34567-34568-34346
Valori di riferimento del sito	
Accelerazione orizzontale massima del sito Ag/g - SLD (TR=50.0)	0.0528
Fattore di amplificazione dello spettro Fo - SLD (TR=50.0)	2.4772
Periodo di riferimento di inizio del tratto a velocità costante T°C [s] - SLD (TR=50.0)	0.315
Accelerazione orizzontale massima del sito Ag/g - SLV (TR=475.0)	0.1462
Fattore di amplificazione dello spettro Fo - SLV (TR=475.0)	2.5006
Periodo di riferimento di inizio del tratto a velocità costante T°C [s] - SLV (TR=475.0)	0.340
Coefficiente Amplificazione Topografica St	1.000
Categoria terreno	C
Stato limite SLV	
Coefficiente di amplificazione stratigrafica Ss	1.48
Periodo di inizio del tratto ad accelerazione costante dello spettro TB [s]	0.17
Periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro TC [s]	0.51
Periodo di inizio del tratto a spostamento costante dello spettro TD [s]	2.18
Stato limite SLD	
Coefficiente di amplificazione stratigrafica Ss	1.50
Periodo di inizio del tratto ad accelerazione costante dello spettro TB [s]	0.16
Periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro TC [s]	0.48
Periodo di inizio del tratto a spostamento costante dello spettro TD [s]	1.81
Fattore di comportamento (SLV)	
Classe duttilità	B
Tipo struttura	Acciaio
Fattore di riduzione per regolarità in altezza Kr- Struttura non regolare	0.800000
Fattore di riduzione per rottura pareti Kw	1.000
Regolare in pianta	SI
Coefficiente moltiplicativo Ce - Strutture a telaio	4.000
Fattore di comportamento q = Kw*Kr*Ce	3.200
Fattore di comportamento (SLD)	
q	1.500

T SLV [s]	Sd SLV[a/g]	T SLD [s]	Sd SLD[a/g]
0.00000	0.21641	0.00000	0.07924
0.16998	0.16911	0.16146	0.13086
0.50995	0.16911	0.48438	0.13086
0.69602	0.12390	0.67394	0.09405
0.88209	0.09776	0.86350	0.07341
1.06817	0.08073	1.05306	0.06019

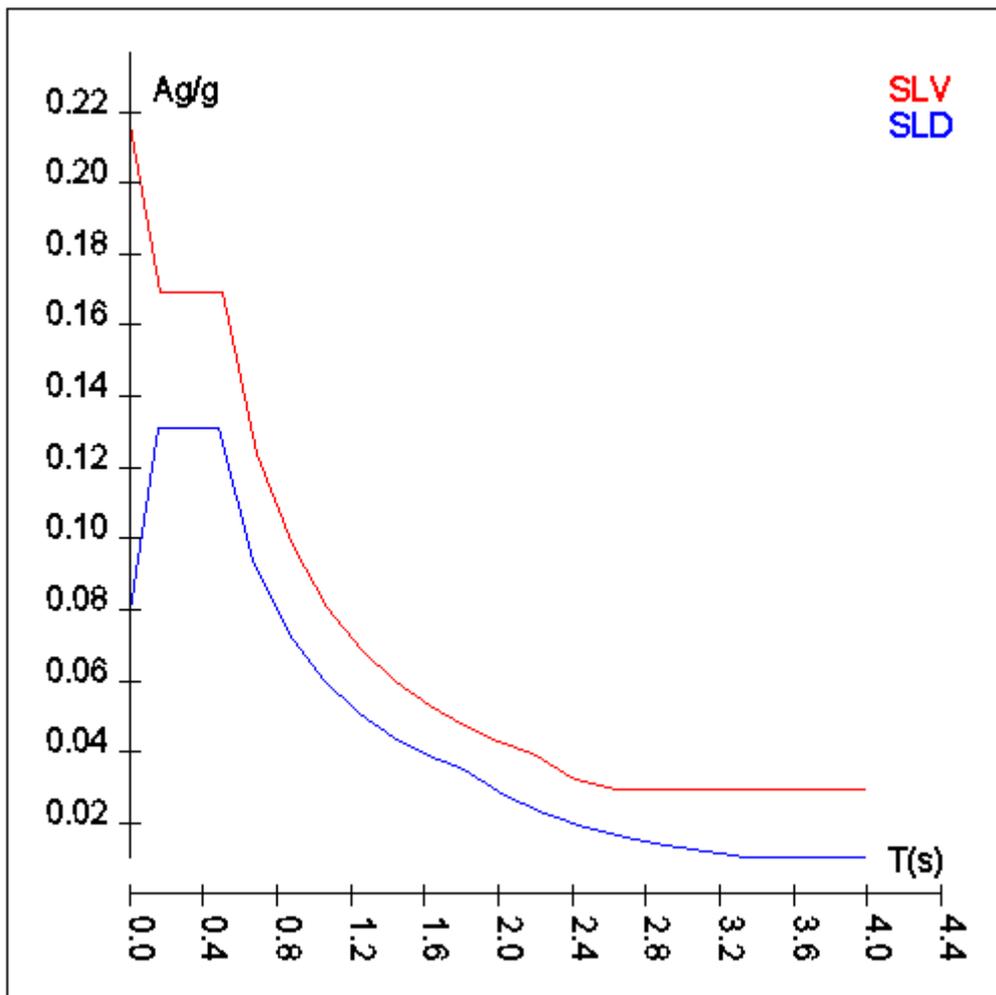


SMARTENERGY

Oggetto: Impianto Fotovoltaico Potenza di picco 19.728,66 kW

Elaborato: Relazione preliminare strutture

T SLV [s]	Sd SLV[a/g]	T SLD [s]	Sd SLD[a/g]
1.25424	0.06876	1.24262	0.05101
1.44031	0.05987	1.43218	0.04426
1.62639	0.05302	1.62174	0.03909
1.81246	0.04758	1.81130	0.03500
1.99854	0.04315	2.03017	0.02786
2.18461	0.03947	2.24904	0.02270
2.41153	0.03240	2.46791	0.01885
2.63846	0.02923	2.68678	0.01590
2.86538	0.02923	2.90565	0.01360
3.09230	0.02923	3.12452	0.01176
3.31923	0.02923	3.34339	0.01057
3.54615	0.02923	3.56226	0.01057
3.77308	0.02923	3.78113	0.01057
4.00000	0.02923	4.00000	0.01057



2.5. Dimensionamento degli elementi strutturali

Per la trasmissione dei carichi sugli elementi di supporto si utilizzano arcarecci in acciaio zincato S275.

Dal punto di vista statico essi vengono trattati come travi continue con sbalzi bilaterali. Durante la fabbricazione e montaggio questi possono essere giunti come travi a sbalzo (trave Gerber) con articolazioni in punti specifici.

materiale ASTM A123/ISO 1461 EN 10346	$f_{0.2k}=20.0 \text{ kN/cm}^2$ $\gamma_M = 1.1$ $f_d=18.2 \text{ kN/cm}^2$
--	--

Le azioni dei carichi vento e neve per la determinazione delle sollecitazioni massime devono essere applicate sulle campate nella maniera più sfavorevole.

2.5.1 Verifica della traversa

La trasmissione dei carichi dagli arcarecci ai supporti avviene per mezzo di una traversa che viene fissata agli elementi verticali della struttura

La traversa viene dimensionata come trave continua su più appoggi sollecitata dalle diverse combinazioni di carichi trasmessi dagli arcarecci.

profilo della traversa: profilo prodotto per estrusione Type 3

materiale ASTM A 123 ISO 14 61 $f_{0.2k} = 20 \text{ kN/cm}^2$ $f_d = 18.2 \text{ kN/cm}^2$ $A = 10.60 \text{ cm}^2$	
---	--

Di seguito si riportano le sollecitazioni massime della **traversa** per le condizioni più sfavorevoli

Risultati Analisi Dinamica - Sollecitazioni massime - Involuppi - Travi

Scenario di calcolo: Set_NT_SLV_SLD_A2_STR/GEO_2018

Asta	N.in.	N	Ty	Tz	Mt	My	Mz
	N.fin.	kg	kg	kg	kg*m	kg*m	kg*m
5	105	-1470(4)	988(7)	-1510(5)	-302(11)	1423(5)	159(4)
	106	-1468(4)	-1370(11)	1678(4)	-302(11)	2039(4)	1499(7)
6	106	-1136(4)	1274(7)	-1660(5)	-39(5)	2130(5)	1771(7)
	107	-1159(4)	-1122(11)	1585(4)	-39(5)	1857(4)	1228(11)
7	107	-972(4)	1198(11)	-1645(5)	25(5)	2077(5)	1508(11)
	108	-952(4)	-1199(7)	1597(4)	25(5)	1900(4)	1509(7)
8	108	-891(4)	1419(7)	-1747(5)	200(11)	2286(5)	1805(7)
	109	-912(4)	-1015(11)	1551(4)	200(11)	1568(4)	308(11)
8	109	-9(12-I-1)	445(7)	-601(4)	0	406(4)	301(7)
	110	-9(12-I-1)	-10(12-I-1)	19(12-I-1)	0	0	0

Risultati Analisi Dinamica - Spostamenti massimi - Nodi

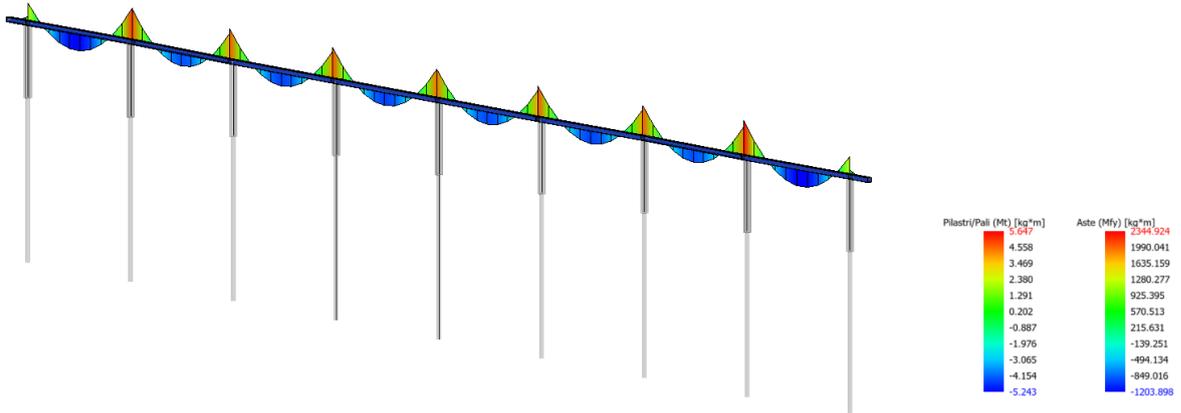
Scenario di calcolo: Set_NT_SLV_SLD_A2_STR/GEO_2018

la tripletta (Cb [-SubC-Cbm]) indica la Combinazione - SottoCombinazione sismica - Posizione Masse, nel caso non sismico mancano SubC-Cbm

Nodo	Trasl. X	Trasl. Y	Trasl. Z	Rotaz. X	Rotaz. Y	Rotaz. Z
	mm	mm	mm	mrad	mrad	mrad
1	0.00(1)	0.00(1)	-0.38(5)	14.84(7)	0.37(5)	0.00(1)
2	0.00(1)	0.00(1)	-0.58(5)	21.45(7)	-0.09(4)	0.00(1)
3	0.00(1)	0.00(1)	-0.55(4)	21.54(11)	-0.05(4)	0.00(1)
4	0.00(1)	0.00(1)	-0.56(4)	21.41(11)	-0.05(4)	0.00(1)
5	0.00(1)	0.00(1)	-0.56(5)	21.40(11)	-0.01(4)	0.00(1)
6	0.00(1)	0.00(1)	-0.56(4)	21.42(11)	-0.04(4)	0.00(1)
7	0.00(1)	0.00(1)	-0.56(5)	21.55(11)	-0.05(5)	0.00(1)
8	0.00(1)	0.00(1)	-0.58(5)	21.32(11)	0.03(5)	0.00(1)
9	0.00(1)	0.00(1)	-0.38(4)	14.75(11)	-0.42(4)	0.00(1)
100	-0.42(7)	-54.35(7)	1.42(4)	23.80(7)	-1.32(4)	8.57(7)
101	-0.42(7)	-65.97(7)	-0.42(5)	23.80(7)	-1.51(4)	8.79(7)
102	-0.11(4)	-93.76(7)	-0.65(5)	32.86(7)	0.22(5)	0.84(11)
103	-0.07(4)	-94.57(11)	-0.62(4)	33.41(11)	0.12(5)	-0.56(7)
104	-0.04(7)	-94.09(11)	-0.63(4)	33.29(11)	0.17(5)	-0.34(7)
105	0.00(1)	-94.05(11)	-0.63(5)	33.27(11)	0.03(4)	-0.08(12-I-1)
106	0.04(5)	-94.11(11)	-0.62(4)	33.30(11)	0.16(5)	-0.24(11)
107	0.06(4)	-94.63(11)	-0.62(5)	33.45(11)	0.22(4)	-0.20(11)
108	-0.08(11)	-93.04(11)	-0.65(5)	32.54(11)	-0.04(4)	-1.13(11)
109	-0.35(11)	-65.57(11)	-0.42(4)	23.63(11)	1.46(5)	-8.69(11)
110	-0.35(11)	-54.09(11)	1.35(5)	23.64(11)	1.27(5)	-8.46(11)

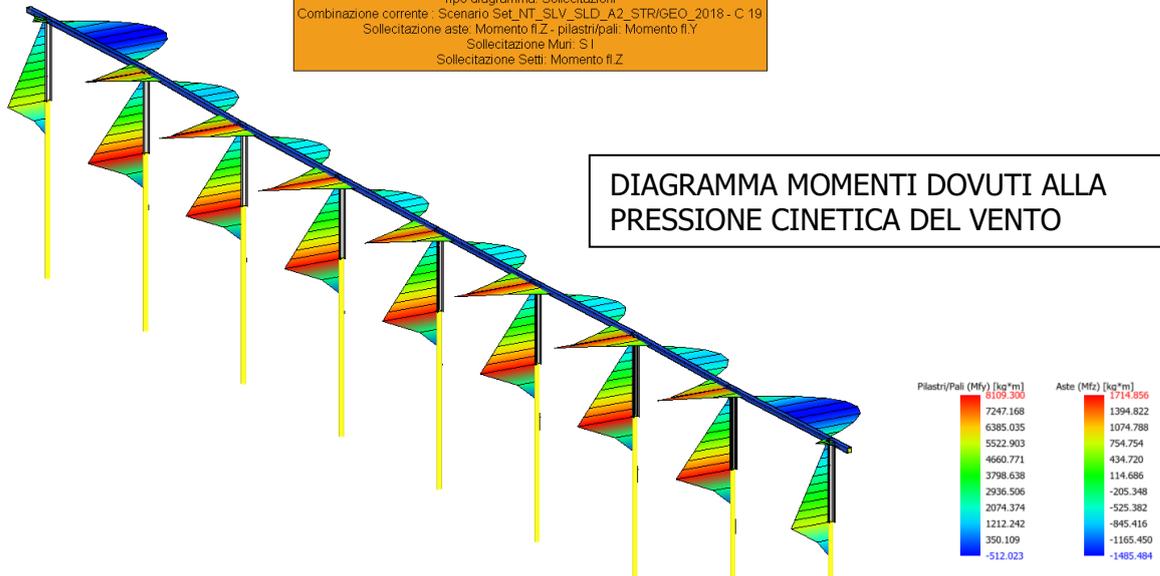
Tipo diagramma: Sollecitazioni
 Combinazione corrente: Scenario Set_NT_SLV_SLD_A2_STR/GEO_2018 - C 4
 Sollecitazione aste: Momento f.Y - pilastri/pali: Momento torcente
 Sollecitazione Muri: S I
 Sollecitazione Setti: Momento f.Z

DIAGRAMMA MOMENTI PER CARICO NEVE



Tipo diagramma: Sollecitazioni
 Combinazione corrente: Scenario Set_NT_SLV_SLD_A2_STR/GEO_2018 - C 19
 Sollecitazione aste: Momento f.Z - pilastri/pali: Momento f.Y
 Sollecitazione Muri: S I
 Sollecitazione Setti: Momento f.Z

DIAGRAMMA MOMENTI DOVUTI ALLA PRESSIONE CINETICA DEL VENTO



2.5.2 Verifica della barra di supporto

La barra di supporto che funge da appoggio (Pilastro) per la traversa scarica le sollecitazioni ricevute dalla traversa all'apparato fondale che nel nostro caso è costituito da "Vitoni" con una profondità di infissione di 7,00 m.

Tali barre realizzate con HEA 160 sono state schematizzate come mensole di altezza 320 cm ed incastrate alla base. Di seguito si riportano le sollecitazioni più gravose sulle mensole che compongono la struttura.

Risultati Analisi Dinamica - Sollecitazioni massime - Involuppi - Pilastri

Scenario di calcolo: Set_NT_SLV_SLD_A2_STR/GEO_2018

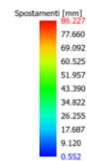
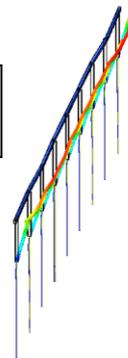
Asta	N.in.	N	Ty	Tz	Mt	My	Mz
	N.fin.	kg	kg	kg	kg*m	kg*m	kg*m
1	9	-2269(4)	-903(4)	-1468(7)	-7(11)	2393(11)	-191(4)
	109	-2152(4)	-903(4)	-1468(7)	-7(11)	196(11)	1163(4)
2	8	-3446(5)	-188(11)	-2601(11)	0	3649(11)	-105(11)
	108	-3329(5)	-188(11)	-2601(11)	0	-359(4)	177(11)
3	7	-3333(4)	-248(7)	-2341(7)	0	3513(11)	-121(11)
	107	-3216(4)	-248(7)	-2341(7)	0	-123(5)	258(7)
4	6	-3440(5)	-355(7)	-2629(11)	-1(11)	3592(11)	-159(7)
	106	-3323(5)	-355(7)	-2629(11)	-1(11)	-477(7)	378(4)
5	5	-1628(5)	1100(5)	-990(7)	9(11)	1760(11)	226(5)
	105	-1510(5)	1100(5)	-990(7)	9(11)	283(11)	-1423(5)

2.5.3 VERIFICA DEI SUPPORTI INFISSI NEL TERRENO

Il supporto è formato da un palo tronco conico di acciaio che grazie a delle scanalature presenti sulla sua superficie laterale viene avvitato nel terreno proprio come se fosse una vite. Nel nostro caso la profondità di infissione è stata calcolata in base alle sollecitazioni ed alle caratteristiche geotecniche del terreno. Tale profondità non potrà essere minore di 2,00 metri. Si allegano relazione geologica e relazione geotecnica.

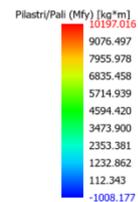
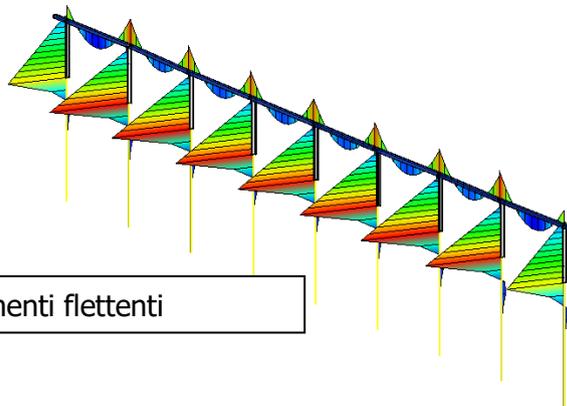
Tipo diagramma: Deformata
Combinazione corrente: Scenario Set_NT_SLV_SLD_A2_STR/GEO_2018 - C 4

Deformata per azioni dovute al vento



Tipo diagramma: Sollecitazioni
Combinazione corrente: Scenario Set_NT_SLV_SLD_A2_STR/GEO_2018 - C 7
Sollecitazione aste: Momento f.Y - pilastri/pali Momento f.Y
Sollecitazione Muri: S1
Sollecitazione Setti: Momento f.Z

Inviluppo momenti flettenti



Risultati Analisi Dinamica - Sollecitazioni - Pali

Scenario di calcolo: Set_NT_SLV_SLD_A2_STR/GEO_2018

Palo/Plinto	Comb.	Fx	Fy	Fz	Mx	My	Mz
		kg	kg	kg	kg*m	kg*m	kg*m
5	1	-381	-41	-31	0	-30	39
5	2	-989	-133	1019	0	970	127
5	3	-1004	-140	-105	0	-100	133
5	4	-1612	-231	945	0	899	220
5	5	-1628	-238	-179	0	-170	226
5	6	-1004	-140	-105	0	-100	133
5	7	-979	-129	1768	0	1683	123
5	8	-1004	-140	-105	0	-100	133
5	9	-989	-133	1019	0	970	127
5	10	-293	-32	-24	0	-23	30
5	11	-267	-21	1850	0	1760	20
5	12-I-1	-294	-32	-13	0	-13	31
5	12-II-1	-291	-32	-35	0	-33	30
5	12-I-2	-294	-32	-13	0	-13	31
5	12-II-2	-291	-32	-35	0	-33	30
5	12-I-3	-294	-32	-13	0	-13	31
5	12-II-3	-291	-32	-35	0	-33	30
5	12-I-4	-294	-32	-13	0	-13	31
5	12-II-4	-291	-32	-35	0	-33	30
5	13-I-1	-293	-32	-78	0	-75	31
5	13-II-1	-292	-32	30	0	29	30
5	13-I-2	-293	-32	-78	0	-75	31
5	13-II-2	-292	-32	30	0	29	30
5	13-I-3	-293	-32	-78	0	-75	31
5	13-II-3	-292	-32	30	0	29	30
5	13-I-4	-293	-32	-78	0	-75	31
5	13-II-4	-292	-32	30	0	29	30
4	1	-697	2	-56	0	-53	-2
4	2	-2066	104	2102	0	2000	-99
4	3	-2068	8	-189	0	-180	-8
4	4	-3438	110	1969	0	1874	-104
4	5	-3440	14	-322	0	-306	-14
4	6	-2068	8	-189	0	-180	-8
4	7	-2064	167	3629	0	3454	-159
4	8	-2068	8	-189	0	-180	-8
4	9	-2066	104	2102	0	2000	-99
4	10	-536	2	-43	0	-41	-2
4	11	-532	161	3775	0	3592	-153
4	12-I-1	-543	-5	-47	0	-45	5
4	12-II-1	-528	9	-39	0	-37	-8
4	12-I-2	-543	-5	-47	0	-45	5
4	12-II-2	-528	9	-39	0	-37	-8
4	12-I-3	-543	-5	-47	0	-45	5
4	12-II-3	-528	9	-39	0	-37	-8
4	12-I-4	-543	-5	-47	0	-45	5
4	12-II-4	-528	9	-39	0	-37	-8
4	13-I-1	-536	3	-167	0	-159	-3
4	13-II-1	-536	1	80	0	76	-1
4	13-I-2	-536	3	-167	0	-159	-3
4	13-II-2	-536	1	80	0	76	-1
4	13-I-3	-536	3	-167	0	-159	-3



SMARTENERGY

Oggetto: Impianto Fotovoltaico Potenza di picco 19.728,66 kW

Elaborato: Relazione preliminare strutture

Palo/Plinto	Comb.	Fx	Fy	Fz	Mx	My	Mz
4	13-II-3	-536	1	80	0	76	-1
4	13-I-4	-536	3	-167	0	-159	-3
4	13-II-4	-536	1	80	0	76	-1
10	1	-677	-3	-21	0	-20	3
10	2	-2007	68	2155	0	2051	-64
10	3	-2004	-10	-69	0	-66	9
10	4	-3333	61	2107	0	2005	-58
10	5	-3330	-17	-118	0	-112	16
10	6	-2004	-10	-69	0	-66	9
10	7	-2009	119	3638	0	3462	-113
10	8	-2004	-10	-69	0	-66	9
10	9	-2007	68	2155	0	2051	-64
10	10	-521	-2	-16	0	-15	2
10	11	-526	127	3692	0	3513	-121
10	12-I-1	-516	-11	-13	0	-13	11
10	12-II-1	-526	7	-18	0	-17	-7
10	12-I-2	-516	-11	-13	0	-13	11
10	12-II-2	-526	7	-18	0	-17	-7
10	12-I-3	-516	-11	-13	0	-13	11
10	12-II-3	-526	7	-18	0	-17	-7
10	12-I-4	-516	-11	-13	0	-13	11
10	12-II-4	-526	7	-18	0	-17	-7
10	13-I-1	-521	-1	-173	0	-164	1
10	13-II-1	-521	-4	141	0	134	4
10	13-I-2	-521	-1	-173	0	-164	1
10	13-II-2	-521	-4	141	0	134	4
10	13-I-3	-521	-1	-173	0	-164	1
10	13-II-3	-521	-4	141	0	134	4
10	13-I-4	-521	-1	-173	0	-164	1
10	13-II-4	-521	-4	141	0	134	4
3	1	-698	-9	-43	0	-41	8
3	2	-2070	40	2175	0	2070	-38
3	3	-2072	-30	-145	0	-138	28
3	4	-3444	19	2072	0	1972	-18
3	5	-3446	-51	-248	0	-236	48
3	6	-2072	-30	-145	0	-138	28
3	7	-2068	87	3722	0	3542	-83
3	8	-2072	-30	-145	0	-138	28
3	9	-2070	40	2175	0	2070	-38
3	10	-537	-7	-33	0	-32	6
3	11	-533	110	3834	0	3649	-105
3	12-I-1	-548	-19	-34	0	-33	18
3	12-II-1	-525	5	-32	0	-30	-5
3	12-I-2	-548	-19	-34	0	-33	18
3	12-II-2	-525	5	-32	0	-30	-5
3	12-I-3	-548	-19	-34	0	-33	18
3	12-II-3	-525	5	-32	0	-30	-5
3	12-I-4	-548	-19	-34	0	-33	18
3	12-II-4	-525	5	-32	0	-30	-5
3	13-I-1	-537	-8	-167	0	-159	8
3	13-II-1	-537	-5	101	0	96	5
3	13-I-2	-537	-8	-167	0	-159	8
3	13-II-2	-537	-5	101	0	96	5
3	13-I-3	-537	-8	-167	0	-159	8
3	13-II-3	-537	-5	101	0	96	5
3	13-I-4	-537	-8	-167	0	-159	8
3	13-II-4	-537	-5	101	0	96	5
2	1	-490	22	-9	0	-8	-21
2	2	-1388	149	1484	0	1412	-142



SMARTENERGY

Oggetto: Impianto Fotovoltaico Potenza di picco 19.728,66 kW

Elaborato: Relazione preliminare strutture

Palo/Plinto	Comb.	Fx	Fy	Fz	Mx	My	Mz
2	3	-1371	74	-29	0	-28	-70
2	4	-2269	201	1463	0	1393	-191
2	5	-2252	126	-49	0	-47	-119
2	6	-1371	74	-29	0	-28	-70
2	7	-1400	200	2492	0	2372	-190
2	8	-1371	74	-29	0	-28	-70
2	9	-1388	149	1484	0	1412	-142
2	10	-377	17	-7	0	-6	-16
2	11	-405	143	2514	0	2393	-136
2	12-I-1	-442	7	-11	0	-10	-7
2	12-II-1	-312	27	-3	0	-2	-26
2	12-I-2	-442	7	-11	0	-10	-7
2	12-II-2	-312	27	-3	0	-2	-26
2	12-I-3	-442	7	-11	0	-10	-7
2	12-II-3	-312	27	-3	0	-2	-26
2	12-I-4	-442	7	-11	0	-10	-7
2	12-II-4	-312	27	-3	0	-2	-26
2	13-I-1	-376	15	-91	0	-86	-15
2	13-II-1	-377	18	77	0	74	-18
2	13-I-2	-376	15	-91	0	-86	-15
2	13-II-2	-377	18	77	0	74	-18
2	13-I-3	-376	15	-91	0	-86	-15
2	13-II-3	-377	18	77	0	74	-18
2	13-I-4	-376	15	-91	0	-86	-15
2	13-II-4	-377	18	77	0	74	-18



SMARTENERGY

Oggetto: Impianto Fotovoltaico Potenza di picco 19.728,66 kW

Elaborato: Relazione preliminare strutture

RELAZIONE GEOTECNICA

Normativa di riferimento

- **Legge nr. 1086 del 05/11/1971.** Norme per la disciplina delle opere in conglomerato cementizio, normale e precompresso ed a struttura metallica.
- **Legge nr. 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 14/02/1992.** Norme tecniche per l'esecuzione delle opere in cemento armato normale e precompresso e per le strutture metalliche.
- **D.M. 9 Gennaio 1996.** Norme Tecniche per il calcolo, l'esecuzione ed il collaudo delle strutture in cemento armato normale e precompresso e per le strutture metalliche
- **D.M. 16 Gennaio 1996.** Norme Tecniche relative ai 'Criteri generali per la verifica di sicurezza delle costruzioni e dei carichi e sovraccarichi'
- **D.M. 16 Gennaio 1996:** Norme Tecniche per le costruzioni in zone sismiche
- **Circolare Ministero LL.PP. 15 Ottobre 1996 N. 252 AA.GG./S.T.C.** Istruzioni per l'applicazione delle Norme Tecniche di cui al D.M. 9 Gennaio 1996
- **Circolare Ministero LL.PP. 10 Aprile 1997 N. 65/AA.GG.** Istruzioni per l'applicazione delle Norme Tecniche per le costruzioni in zone sismiche di cui al D.M. 16 Gennaio 1996.
- **Norme Tecniche per le costruzioni D.M. 17/01/2018.** Aggiornamento delle "Norme tecniche per le costruzioni" di cui al D.M. 17/01/2018

Premessa

La seguente relazione geotecnica è stata redatta in base alle risultanze della relazione geologica redatta dal dottor Roberto Tommaselli . Pertanto le caratteristiche dei terreni attraversate dai pali "Viton" sono state fornite dallo studio geologico suddetto. Si allega anche una verifica di un palo costituente il nostro apparato fondale.

Criteri di verifica e modello di calcolo

Per la verifica a carico limite si adotta l'approccio 2 con una unica combinazione di carico A1+M1+R3, secondo le modalità esposte al p.to 6.4.3 NTC.

Carico limite verticale

La valutazione del carico limite verticale del palo è perseguita attraverso le formule statiche. Ai fini del calcolo, il carico limite di un palo Q_{lim} è convenzionalmente suddiviso in due aliquote, la resistenza alla punta P e la resistenza laterale S :

$$Q_{lim} = P + S = \frac{\pi D^2}{4} p + \pi D \int_0^L s(z) dz$$

dove con p si indica la resistenza unitaria alla punta, con s la resistenza allo scorrimento all'interfaccia laterale palo-terreno, con d il diametro e con L la lunghezza del palo. La suddivisione è convenzionale in quanto gli sforzi laterali e alla punta si mobilitano con il cedimento secondo leggi alquanto diverse e non necessariamente monotonicamente crescenti; pertanto non è detto che, a rottura, siano contemporaneamente agenti le resistenze massime P ed S . Nel calcolo di P e S si prescinde dall'interazione tra i due fenomeni di rottura.

Resistenza alla punta

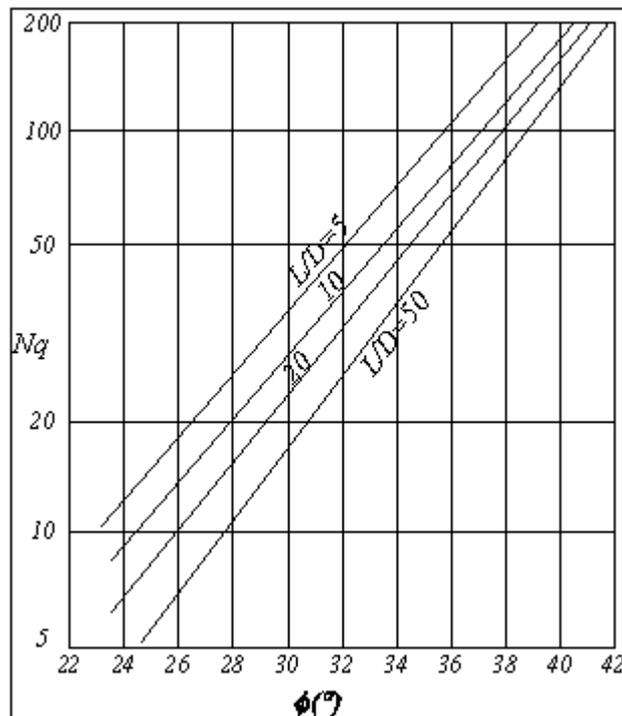
Come per le fondazioni dirette si pone:

$$p = N_q \sigma_{vi} + N_c c$$

dove σ_{vi} rappresenta la tensione litostatica che agisce sul piano orizzontale passante per la punta del palo alla profondità L . Per N_c vale la formula di trasformazione:

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

Il valore di N_q è dato dall'abaco di Berentzantzev, valido per i pali di piccolo diametro.



Resistenza Laterale

Detta $\sigma_h = k \sigma'_{vz}$ la tensione normale orizzontale agente alla profondità z si pone:

$$s = a + k \mu \sigma'_{vz}$$

nella quale a è un termine coesivo, μ un coefficiente di attrito tra palo e terreno, k un coefficiente di spinta e σ'_{vz} la tensione effettiva litostatica alla profondità z . Il coefficiente μ dipende dalla scabrezza dell'interfaccia tra palo e terreno ed ha come limite superiore $\tan(\alpha)$.

Per il termine coesivo si assume:

$$s = \alpha c$$

con il valore di α dato dalla seguente tabella.

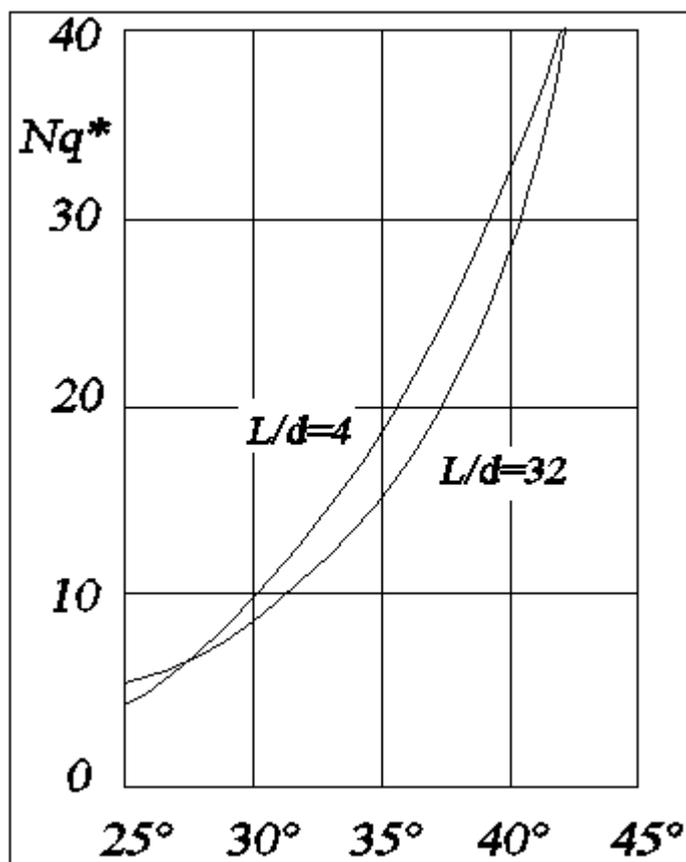
Tipo di palo	Valori di c (kPa)	Valori di β caso non drenato	Valori di β caso drenato
Trivellato	$c \geq 25$ $25 < c < 70$ $c > 70$	0.7 0.7-0.008 (c-25) 0.35	0.3 c
Trivellato Pressato	$c \geq 25$ $25 < c < 70$ $c > 70$	0.7 0.7-0.008 (c-25) 0.35	0.3 c
Gettato in opera, battuto	$c \geq 25$ $25 < c < 70$ $c > 70$	1.0 1.0-0.011 (c-25) 0.5	0.5 c
Prefabbricato cls, battuto	$c \geq 25$ $25 < c < 70$ $c > 70$	1.0 1.0-0.011 (c-25) 0.5	0.8 c
Legno, battuto	$c \geq 25$ $25 < c < 70$ $c > 70$	1.0 1.0-0.011 (c-25) 0.5	0.8 c
Tubo Acciaio chiuso, battuto	$c \geq 25$ $25 < c < 70$ $c > 70$	1.0 1.0-0.011 (c-25) 0.5	0.8 c
Profilato in acciaio, battuto	$c \geq 25$ $25 < c < 70$ $c > 70$	1.0 1.0-0.011 (c-25) 0.5	0.8 c

I valori di k adottati sono individuati nella tabella seguente:

Tipo di palo	Valori di k per stato di addensamento		Valori di β
	Sciolto	Addensato	
Trivellato	0.4	0.5	$\tan(\beta)$
Trivellato Pressato	0.7	0.9	$\tan(\beta)$
Gettato in opera, battuto	1	3	$\tan(\beta)$
Prefabbricato cls, battuto	1	2	$\tan(3\beta/4)$
Legno, battuto	1	2	0.36
Tubo Acciaio chiuso, battuto	1	2	0.36
Profilato in acciaio, battuto	0.5	1	0.36

Carico limite di pali trivellati di grande diametro

Per pali trivellati di grande diametro si adotta l'abaco ridotto di Berezantzev (AGI). Si è osservato che la resistenza laterale dei pali raggiunge il suo valore limite in corrispondenza di cedimenti del palo relativamente ridotti, dell'ordine di 1-2 cm, ed indipendenti dal diametro del palo. La resistenza alla punta al contrario si mobilita per spostamenti proporzionali al diametro, pari a circa il 10% di questo, per pali battuti, e al 25% per i pali trivellati. Nel caso di pali trivellati di grande diametro, pertanto, la resistenza alla punta si mobilita per spostamenti dell'ordine di 15-20 cm. In corrispondenza di spostamenti così elevati la resistenza laterale potrebbe addirittura assumere valori minori di quelli massimi, nel caso di andamento instabile. In ogni caso, applicando gli usuali valori dei coefficienti di sicurezza al carico limite, calcolato come somma di $P + S$, sotto i carichi di esercizio il palo avrebbe dei cedimenti troppo elevati. Per questi motivi il progetto dei pali di grande diametro è basato sulla considerazione di uno stato limite di servizio e non di rottura; pertanto, il carico limite del palo di grande diametro non è tanto quel carico che produrrebbe la rottura del terreno, ma quello che produrrebbe cedimenti troppo elevati incompatibili con la stabilità della struttura.



Analogamente ai pali di piccolo diametro il valore di p è dato dalla relazione:

$$p = N_q^* \sigma_{vi} + N_c c$$

In entrambi i casi, in condizioni non drenate, si porrà $c = c_u$ e $\varphi = 0$.

Per pali trivellati il valore dell'angolo φ da introdurre nei calcoli sarà $\varphi = \varphi' - 3^\circ$, dove φ' rappresenta l'angolo di attrito del terreno indisturbato.

Carichi orizzontali

Il calcolo del carico limite orizzontale del palo è condotto attraverso la teoria di Broms. Si assume che il comportamento dell'interfaccia palo terreno sia di tipo rigido perfettamente plastico e che il valore della pressione mobilitata sia indipendente dalla forma della sezione, ma dipenda solo dalla dimensione trasversale d (diametro del palo, lato di una sezione quadrata ecc.). Immaginando di imprimere una traslazione orizzontale al palo, per effetto della resistenza mobilitata nel terreno, lungo il fusto del palo si generano momenti flettenti e la rottura del complesso terreno palo può presentare diverse caratteristiche anche in funzione del vincolo che si ha in testa al palo.

Se il momento di plasticizzazione del palo è talmente grande che in nessun punto del fusto non è superato dal valore massimo del momento flettente, il comportamento è di 'Palo Corto'.

Se il palo è libero di ruotare in testa e se il momento massimo supera il momento di plasticizzazione della sezione del palo, lungo il fusto si forma una cerniera plastica e il comportamento è quello di 'Palo Lungo'.

Per i pali impediti di ruotare in testa può accadere o che si formi una sola cerniera plastica in testa ed il palo ha comportamento di 'Palo Intermedio', oppure si formano due cerniere plastiche una in testa e l'altra lungo il fusto, con conseguente comportamento di 'Palo lungo'.

La valutazione della pressione di contatto palo-terreno è valutata secondo la relazione:

$$p = 9cd + 3 k_p \gamma z d$$

Il primo termine, costante, è esteso tra le profondità 1.5d ed L; il secondo, variabile linearmente, è esteso tra 0 ed L. Il valore di k_p (coefficiente di spinta passiva) è dato dalla relazione $k_p = \text{tg}(45 + \frac{\varphi}{2})$. In condizioni non drenate si porrà $c = c_u$ e $\varphi = 0$. Quando si individua che $\varphi = 0$ si trascura automaticamente il secondo termine (esso potrebbe essere trascurato imponendo $\varphi = 0$, ma il calcolo automatico condurrebbe ad una errata valutazione del carico limite verticale), per terreni incoerenti si porrà $c = 0$.

Simbologia

D	Diametro del palo
e	Eccentricità della forza orizzontale (solo pali liberi)
L	Lunghezza del palo
Hf	profondità della falda
Mu	Momento ultimo della sezione del palo
V	Azione verticale in testa al palo
H	Azione orizzontale in testa al palo/spessore strato
γ_b	Coefficiente parziale di sicurezza per la resistenza alla punta
γ_s	Coefficiente parziale di sicurezza per la resistenza laterale in compressione
γ_{st}	Coefficiente parziale di sicurezza per la resistenza laterale in trazione
γ_T	Coefficiente di sicurezza per carico limite orizzontale
γ_3, γ_4	Coefficienti di correlazione in funzione del numero di verticali indagate
effV, effH	Efficienza di gruppo per carico limite verticale e orizzontale
φ	Angolo di attrito interno terreno
c	Coesione
γ	Peso specifico terreno
γ_{sat}	Peso specifico terreno saturo
P	Resistenza alla punta
S	Resistenza laterale
Nd	Carico limite verticale di progetto
Hi	Carico limite orizzontale del palo
Hd	Carico orizzontale di progetto del palo
Z0	Profondità del punto di rotazione (M=0 Teoria di Broms) del palo (solo per pali corti liberi e intermedi vincolati)
Zmax	Profondità in corrispondenza della quale si verifica il momento massimo (Teoria di Broms)
Mmax	Momento corrispondente a Zmax (Teoria di Broms)
PRB	Prefabbricato cls, battuto
GB	Gettato in opera, battuto
TR	Trivellato
TRP	Trivellato Pressato
PRAB	Profilato in acciaio, battuto
TAB	Tubo Acciaio chiuso, battuto
LB	Legno, battuto

GD = Palo di grande diametro per $D > D_g = 0.60$ m

Proprietà del palo

Palo	Tipo	Testa	GD	D	e	L	Mu	V	H
------	------	-------	----	---	---	---	----	---	---

Palo	Tipo	Testa	GD	D	e	L	Mu	V	H
				m	m	m	kg*m	kg	kg
5 (Nodo 5)	TR	Lib.	No	0.20	0.95	2.00	12408.99	1628	238

Coefficienti di sicurezza

Palo	γ_b	γ_s	γ_{st}	γ_{Tt}	γ	effV	effH
5 (Nodo 5)	1.35	1.15	1.25	1.30	1.50	1.00	1.00

Stratigrafie

H	α	OCR	c	cu	γ	γ_{sat}	Addens.	Descrizione
m	°		kg/cmq	kg/cmq	t/mc	t/mc		
Palo n° 5 (Nodo 5): falda assente								
1.00	23.00	--	0.07	--	1.60	--	No	Strato 1
20.00	26.40	--	0.09	--	18.80	--	No	Strato 1

Verifica Carico Verticale

$N_d = (P/\gamma_b + S/\gamma_s) * \text{effV} / \gamma$ (per pali in trazione $\gamma_s = \gamma_{st}$ e $P=0$)

Palo	N	P	S	Peso Palo	(*)Nd	Nq	Nc	Verificato
	kg	kg	kg	kg	kg			
5 (Nodo 5)[5]	1785	5850	1757	157	3908	8.07	22.97	SI
5 (Nodo 5)[11]	424	5850	1757	157	3908	8.07	22.97	SI

Verifica Carico Orizzontale

$N_d = (P/\gamma_b + S/\gamma_s) * \text{effV} / \gamma$ (per pali in trazione $\gamma_s = \gamma_{st}$ e $P=0$)

Palo	H	Hl	Hd	Meccanism o di rottura	Z0	Zmax	Mmax	Verificato
	kg	kg	kg		m	m	kg*m	
5 (Nodo 5)[5]	238	2286	1172	Corto	1.68	1.07	3823.84	SI
5 (Nodo 5)[11]	311	2171	1215	Corto	1.74	1.00	3988.15	SI