

COMUNE DI FERMO

Provincia di Fermo



PROGETTO DI AMPLIAMENTO (240.500 mc) MEDIANTE
SORMONTO DELLA DISCARICA PER RIFIUTI NON PERICOLOSI,
SITA NEL COMUNE DI FERMO, LOCALITA' SAN BIAGIO,
ALL'INTERNO DEL CENTRO INTEGRATO DI GESTIONE RIFIUTI
URBANI (CIGRU)

Procedura di V.I.A ai sensi dell'art.23 del D.Lgs.152/2006 e s.m.s. e art. 12 della L.R. 3/2012
A.I.A. ai sensi dell'art. 29 ter del D.Lgs 152/2006 e s.m.i.

Committente: Fermo A.s.i.t.e. *surl*



STR - RELAZIONE GEOTECNICA

Sezione A

Allegato 1S.4

GRUPPO DI LAVORO:
geologi Massimo Basili
Fabio Del Moro
Diana Talamonti
ingegnere Diego Santandrea
geometra Stefano Antognozzi

IL TECNICO:
Ing. Diego Santandrea

Porto Sant'Elpidio, Aprile 2018

Studio Geologico Ambientale via Fratte, 73 63821 Porto Sant'Elpidio (FM) tel 0734.992797
e-mail: info@studiogeologiabasili.it pec: basili.geologo@epap.sicurezzapostale.it

OPERA DELL'INGEGNO. RIPRODUZIONE ANCHE PARZIALE CONSENTITA SOLO PREVIA AUTORIZZAZIONE SCRITTA ART.99 L. 633/41

RELAZIONE GEOTECNICA

1. NORMATIVA DI RIFERIMENTO	1
2. MODELLO PER IL CALCOLO DEL CARICO LIMITE	1
3. DETERMINAZIONE DELLA RESISTENZA DI PROGETTO	3
4. DETERMINAZIONE DELLE AZIONI DI PROGETTO	5
5. VERIFICA ALLO SLU	5
6. CONSIDERAZIONI FINALI	8

1. 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.

- D.M.14/01/2008.

Norme Tecniche per le Costruzioni

- Circolare Consiglio Superiore LL.PP. 02 Febbraio 2009 n. 617

Istruzioni per l'applicazione delle "Norme Tecniche per le Costruzioni" in zone sismiche di cui al D.M. 14 Gennaio 2008

2. MODELLO PER IL CALCOLO DEL CARICO LIMITE

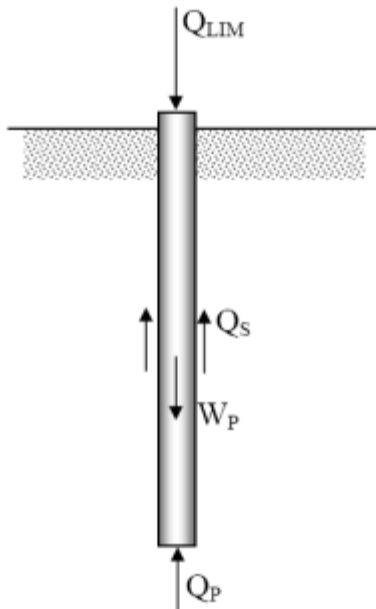
Le opere di fondazione profonda in progetto andranno ad intestarsi in un "terreno" composto da Rifiuti Solidi Urbani (RSU). Tale scelta è stata dettata principalmente da 2 motivi:

- nella posizione dove andrà realizzata l'opera si stima un abbancamento di RSU alquanto profondo (superiore ai 20m);
- va garantita l'integrità della barriera di confinamento situata alla base dell'accumulo di RSU e quindi sarebbe in ogni caso impossibile eseguire pali trivellati fino al raggiungimento del terreno in situ.

I vari studi geologici eseguiti in situ oltre agli approfondimenti nella letteratura esistente hanno consentito allo studio geologico incaricato del progetto di ampliare di evidenziare un comportamento dell'accumulo di RSU assimilabile ad un terreno con i vari consueti parametri geomeccanici individuati basandosi su varie prove in situ. Da tali prove non è emersa la presenza di una vera e propria "falda acquifera" ma dagli studi effettuati è noto come sia possibile trovare delle "sacche" di liquido di percolazione a varie profondità.

Si è quindi proceduto a verificare la portanza dei singoli pali utilizzando la metodologia di calcolo normalmente utilizzata nel caso di pali infissi in un terreno in conformità alle NTC2008.

Per stimare la capacità portante per carico verticale di un palo di fondazione isolato si fa riferimento allo schema sotto riportato.



Il palo è un corpo cilindrico che oppone resistenza alla penetrazione nel terreno mediante tensioni tangenziali di attrito e/o di aderenza sulla superficie laterale e tensioni di compressione alla base. Le tensioni tangenziali si sviluppano per uno scorrimento relativo tra la superficie laterale del palo e il terreno circostante, in parte dovuto alla traslazione rigida e in parte alla compressione assiale del palo. Le tensioni di compressione alla base si sviluppano per un cedimento della base.

Se indichiamo con Q_S la risultante delle tensioni di attrito e/o di aderenza laterale e con Q_P la risultante delle tensioni di compressione alla base, quanto sopra detto comporta che, il carico applicato sulla sommità del palo è inizialmente equilibrato solo da Q_S . All'aumentare del carico applicato, Q_S cresce e si sposta verso il basso, poiché vengono interessati anche i livelli di terreno più profondi. Comincia a traslare anche la base e quindi nascono tensioni di compressione alla base, ovvero Q_P . Poi Q_S non cresce più (e semmai decresce), ma aumenta Q_P , fino alle condizioni di equilibrio ultime.

La forza Q_S è la risultante delle tensioni di attrito e/o di aderenza, le quali dipendono dall'interazione tra la superficie laterale del palo e un determinato spessore di terreno deformato. La forza Q_P invece è la risultante delle tensioni di compressione alla base del palo, le quali dipendono da un volume di terreno deformato, che si estende al di sopra e al di sotto della base

del palo e le cui dimensioni sono funzione del diametro del palo.

In pratica la completa mobilitazione della resistenza laterale (Q_S) si ha per spostamenti del palo molto limitati rispetto a quanto necessario per ottenere la completa mobilitazione della resistenza di punta (Q_P), soprattutto per pali trivellati.

La capacità portante per carico verticale di un palo isolato può essere valutata:

- con formule statiche,
- con formule dinamiche,
- dai risultati di prove penetrometriche statiche e dinamiche,
- dai risultati di prove di carico.

Nel caso in esame si utilizzeranno formule statiche utilizzando parametri geomeccanici forniti dagli studi geologici eseguiti. Basandosi quindi su quanto riportato nella relazione geologica si considera il terreno ove infiggere il palo come composto da un unico strato avente caratteristiche omogenee, tranne che per i primi due metri di profondità dove è ragionevole considerare un attrito negativo considerando tale strato composto da una coltre di rifiuti di recente abbancamento e che quindi risentiranno di una discreta compattazione nel breve periodo.

La stima della capacità portante per carico verticale di un palo isolato Q_{LIM} mediante formule statiche è ottenuta valutando i valori massimi mobilizzabili, in condizioni di equilibrio limite, della resistenza laterale Q_S e di quella di punta Q_P :

$$Q_{LIM} = Q_{Ed} + W_P = Q_S + Q_P$$

essendo W_P il peso proprio del palo. Si fanno le seguenti ipotesi:

- il carico limite del sistema palo terreno è condizionato dalla resistenza del terreno e non da quella del palo;
- il palo è un corpo cilindrico rigido;
- i termini di capacità portante per attrito e/o aderenza laterale Q_S e di capacità portante di punta Q_P non si influenzano reciprocamente e possono essere determinati separatamente.

2.1. RESISTENZA ALLA PUNTA

Per terreni coesivi si utilizza la formula:

$$Q_P = A_P q_P = A_P (C_u N_C + \sigma_{vO,P})$$

dove:

- A_P è l'area della sezione del palo;
- c_u è la coesione non drenata alla punta;
- $\sigma_{vO,P}$ è la tensione verticale totale alla punta;
- N_C è un fattore di capacità portante il cui valore viene assunto pari a 9

2.2. RESISTENZA LATERALE

La capacità portante per aderenza e/o per attrito laterale per un palo di diametro D e lunghezza L è per definizione:

$$Q_s = \pi \cdot D \cdot \int_0^L \tau_s \cdot dz$$

Le tensioni tangenziali di τ_s sono molto difficili da valutare analiticamente, poiché dipendono dal grado di disturbo e dall'alterazione delle pressioni efficaci e interstiziali che le modalità di costruzione del palo producono nel terreno. È necessario ricorrere a semplificazioni.

I metodi attualmente più utilizzati sono due, il **metodo α** , utilizzato per terreni coesivi ed il **metodo β** , utilizzato per terreni incoerenti. Si ipotizza in base agli studi effettuati un comportamento prevalentemente coesivo quindi:

$$\tau_s = \alpha \cdot C_u$$

in cui:

- α è un coefficiente empirico di aderenza che dipende dal tipo di terreno, dalla resistenza al taglio non drenata del terreno indisturbato, dal metodo di costruzione del palo, dal tempo, dalla profondità, dal cedimento del palo;
- C_u è il valore della coesione non drenata.

3. DETERMINAZIONE DELLA RESISTENZA DI PROGETTO

Gli stati limite ultimi delle fondazioni su pali si riferiscono allo sviluppo di meccanismi di collasso determinati dalla mobilitazione della resistenza del terreno e al raggiungimento della resistenza degli elementi strutturali che compongono la fondazione stessa.

Le verifiche delle fondazioni su pali devono essere effettuate con riferimento almeno ai seguenti stati limite, quando pertinenti:

- SLU di tipo geotecnico (GEO):
 - collasso per carico limite della palificata nei riguardi dei carichi assiali;
 - collasso per carico limite della palificata nei riguardi dei carichi trasversali;
 - collasso per carico limite di sfilamento nei riguardi dei carichi assiali di trazione;
 - stabilità globale;
- SLU di tipo strutturale (STR) – contenute nella relazione di calcolo
 - raggiungimento della resistenza dei pali;
 - raggiungimento della resistenza della struttura di collegamento dei pali,

Nelle verifiche nei confronti degli stati limite ultimi strutturali (STR) e geotecnici (GEO) si possono adottare, in alternativa, due diversi approcci progettuali tenendo conto dei coefficienti parziali riportati nelle Tabelle 6.2.I e 6.2.II per le azioni e i parametri geotecnici, e nella Tabella 6.4.II per le resistenze globali.

Si è proceduto ad eseguire la verifica utilizzando l'approccio solitamente più gravoso per le verifiche di tipo geotecnico, ovvero:

Approccio 1, Combinazione 2 per cui si applica la seguente combinazione di gruppi di coefficienti parziali: A2+M1*+R2 così rettificato al capitolo C6.4.3.1 della Circolare n. 617 alle NTC2008.

I coefficienti parziali γ_F relativi alle azioni sono indicati nella Tab. 6.2.I. delle NTC2008. Ad essi deve essere fatto riferimento con le precisazioni riportate nel § 2.6.1. Si deve comunque intendere che il terreno e l'acqua costituiscono carichi permanenti (strutturali) quando, nella modellazione utilizzata, contribuiscono al comportamento dell'opera con le loro caratteristiche di peso, resistenza e rigidità.

Si riportano in seguito le tabelle sopracitate:

Tabella 6.2.I – Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni.

CARICHI	EFFETTO	Coefficiente Parziale γ_F (o γ_E)	EQU	(A1) STR	(A2) GEO
Permanenti	Favorevole	γ_{G1}	0,9	1,0	1,0
	Sfavorevole		1,1	1,3	1,0
Permanenti non strutturali ⁽¹⁾	Favorevole	γ_{G2}	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3
Variabili	Favorevole	γ_{Qi}	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3

(1) Nel caso in cui i carichi permanenti non strutturali (ad es. i carichi permanenti portati) siano compiutamente definiti, si potranno adottare gli stessi coefficienti validi per le azioni permanenti.

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

PARAMETRO	GRANDEZZA ALLA QUALE APPLICARE IL COEFFICIENTE PARZIALE	COEFFICIENTE PARZIALE γ_M	(M1)	(M2)
Tangente dell'angolo di resistenza al taglio	$\tan \phi'_k$	$\gamma_{\phi'}$	1,0	1,25
Coesione efficace	c'_k	$\gamma_{c'}$	1,0	1,25
Resistenza non drenata	c_{uk}	γ_{cu}	1,0	1,4
Peso dell'unità di volume	γ	γ_γ	1,0	1,0

Il valore di progetto R_d della resistenza si ottiene a partire dal valore caratteristico R_k applicando i coefficienti parziali γ_R

Tabella 6.4.II – Coefficienti parziali γ_R da applicare alle resistenze caratteristiche.

Resistenza	Simbolo	Pali infissi			Pali trivellati			Pali ad elica continua		
	γ_R	(R1)	(R2)	(R3)	(R1)	(R2)	(R3)	(R1)	(R2)	(R3)
Base	γ_b	1,0	1,45	1,15	1,0	1,7	1,35	1,0	1,6	1,3
Laterale in compressione	γ_s	1,0	1,45	1,15	1,0	1,45	1,15	1,0	1,45	1,15
Totale ^(*)	γ_t	1,0	1,45	1,15	1,0	1,6	1,30	1,0	1,55	1,25
Laterale in trazione	γ_{st}	1,0	1,6	1,25	1,0	1,6	1,25	1,0	1,6	1,25

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

La resistenza caratteristica R_k del palo singolo può essere dedotta da:

- risultati di prove di carico statico di progetto su pali pilota;
- metodi di calcolo analitici, dove R_k è calcolata a partire dai valori caratteristici dei parametri geotecnici, oppure con l'impiego di relazioni empiriche che utilizzino direttamente i risultati di prove in sito (prove penetrometriche, pressiometriche, ecc.);
- risultati di prove dinamiche di progetto, ad alto livello di deformazione, eseguite su pali pilota.

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

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

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

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

Numero di verticali indagate	1	2	3	4	5	7	≥ 10
ξ_3	1,70	1,65	1,60	1,55	1,50	1,45	1,40
ξ_4	1,70	1,55	1,48	1,42	1,34	1,28	1,21

Pertanto, seguendo le prescrizioni date dalle NTC2008, la verifica di portanza va effettuata controllando che sia rispettata la seguente relazione:

$$E_d \leq R_d$$

4. DETERMINAZIONE DELLE AZIONI DI PROGETTO

La determinazione del carico assiale agente sul singolo palo è stata eseguita considerando la piastra sovrastante i pali capace di ripartire il sistema di forze derivante dalla sovrastruttura in modo lineare.

Considerando quindi la disposizione a quince dei pali di fondazione, il sistema delle forze di progetto (agenti al livello di imposta della piastra in c.a.) derivanti dall'analisi della gabbionata sovrastante è stato riassunto determinando una forza verticale risultante applicata con una determinata eccentricità lungo la sezione trasversale della piastra. Utilizzando poi lo schema statico di una trave su due appoggi (rappresentativo della sezione trasversale dell'opera) si sono determinate le reazioni in corrispondenza della posizione dei due pali.

Ognuna di esse è stata poi moltiplicata per l'interasse tra i pali calcolato lungo l'asse longitudinale dell'opera. Alla forza così determinata è stato aggiunto il peso del palo (moltiplicato per il relativo coefficiente di progetto) al fine di determinare l'azione di progetto E_d da confrontare con la capacità portante di progetto R_d .

5. VERIFICA ALLO SLU

VERIFICA PORTANZA PALO

DATI

Sistema di forza da opera di sostegno	spinta totale di progetto	$S_{TOT,d} = \gamma_F \times S_o$	41,35	kN
	forza verticale totale di progetto	$W_{TOT,d} = \gamma_F \times \sum (W_i \times d_i) =$	175,26	kN
	posizione risultante rispetto piede fondazione a valle	$\mu = (M_{S,d} - M_{R,d}) / W_{TOT,d}$	0,82	m
	eccentricità	$e = B_f / 2 - \mu =$	0,18	m
Piastra	peso specifico cls platea	$\gamma_{F,cls}$	25,00	kN/mc
	altezza fondazione	H_f	0,50	m
	base fondazione	B_f	2,00	m
Pali	peso specifico cls pali	$\gamma_{P,cls}$	25,00	kN/mc
	diametro palo	D_P	0,80	m
	lunghezza palo a valle (PV)	$L_{P,V}$	14,00	m
	lunghezza palo monte (PM)	$L_{P,M}$	10,00	m
	tratto ad attrito negativo	$L_{P,NEG}$	2,00	m
	area palo	A_P	0,50	mq
	Numero indagini geotecniche	n	6,00	-
	interasse longitudinale pali PV	$I_{L,P,V}$	2,50	m
	interasse longitudinale PM	$I_{L,P,M}$	2,50	m
	interasse trasversale pali	$I_{T,P}$	1,00	m
	sbalzo	S_P	0,50	m
Terreno (sotto la fondazione)	peso specifico	$\gamma_{K,t2}$	9,00	kN/mc
	angolo di attrito interno terra-terra	$\phi'^{K,t2}$	23,00	° deg
	coesione drenata	$c'^{K,t2}$	0,14	kg/cm ²
			14,00	kN/mq
	coesione non drenata	$c_{UK,t2}$	1,20	kg/cm ²
			120,00	kN/mq
	coefficiente di aderenza palo-terreno	α	0,40	-

CALCOLO RESISTENZA NOMINALE
Apporccio 1, Combinazione 2 (A2 + M1* + R2)

* combinazione così modificata coma da Cirocalre 617 del 02/02/2009 al capitolo C6.4.3.1

COEFFICIENTE	tangente angolo di attrito	$\gamma_M = \gamma_{\varphi'} =$	1	-
M1	coesione non drenata	$\gamma_M = \gamma_{cu} =$	1	-
	peso dell'unità di volume	$\gamma_M = \gamma_V =$	1	-

PARAMETRI GEOTECNICI DI PROGETTO

angolo di attrito interno terra-terra	$\phi_{K,t,d} = \arctg(\gamma_M \times \tan\phi_t)$	23,00	° deg
coefficiente di aderenza palo-terreno	α_d	0,40	-
coesione non drenata	$C_{uK,d}$	120,00	kN/mq
peso specifico	$\gamma_{K,t,d} = \gamma_M \times \gamma_{K,t}$	9,00	kN/mc
tensione efficace	$\sigma_{v,0} = q_k + \sum(\gamma_{ti} - \gamma_w) \Delta L_{Pi}$	126	kN
portata limite di punta	$Q_P = A_P \times q_P = A_P \times (C_u \times N_c + \sigma_v)$	606,20	kN
tensioni tangenziali	$T_s = \alpha \times C_u$	48,00	kN/mq
portanza laterale con metodo α PALO A VALLE	$Q_s = \pi \cdot D \cdot \int_0^L \tau_s \cdot dz$	1.206,37	kN
portanza laterale con metodo α PALO A MONTE	$Q_s = \pi \cdot D \cdot \int_0^L \tau_s \cdot dz$	723,82	kN
portata limite tot. del palo PV	$Q_{lim,V} = Q_P + \sum q_{li,V}$	1.812,57	kN
portata limite tot. del palo PM	$Q_{lim,M} = Q_P + \sum q_{li,M}$	1.330,02	kN

CALCOLO RESISTENZA CARATTERISTICA

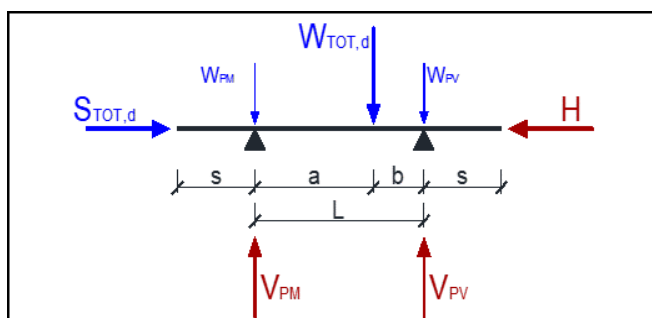
fattori di correlazione per la determinazione della R_k	ξ_3	1,48	-
	ξ_4	1,31	-
resistenza caratteristica in punta	$R_{c,k,P}$	410,98	kN
resistenza caratteristica laterale (PV)	$R_{c,k,S,PV}$	817,88	kN
resistenza caratteristica laterale (PM)	$R_{c,k,S,PM}$	490,73	kN

CALCOLO RESISTENZA DI PROGETTO

COEFFICIENTE	tangente angolo di attrito	γ_R punta	1,7	-
R2	coesione non drenata	γ_R laterale	1,45	-
	resistenza di progetto in punta	$R_{d,punta}$	241,76	kN
	resistenza di progetto laterale (PV)	$R_{d,laterale} (PV)$	564,05	kN
	resistenza di progetto laterale (PM)	$R_{d,laterale} (PM)$	338,43	kN
	resistenza di progetto TOT (PV)	$R_{d,TOTALE} (PV)$	805,81	kN
	resistenza di progetto TOT (PM)	$R_{d,TOTALE} (PM)$	580,19	kN

AZIONI DI PROGETTO

braccio forza verticale rispetto al A	a	0,32	m
braccio forza verticale rispetto al B	b	0,68	m
sollecitazione orizzontale	$H=S_{TOT,d}$	41,35	kN
sollecitazioni verticali	$V_{PV}=W_{TOT,d} \times a / L$	119,72	kN
	$V_{PM}=W_{TOT,d} \times b / L$	55,54	kN



VERIFICA SLU PORTANZA

COEFFICIENTE	peso palo	$\gamma_F = \gamma_{G1}$	1	-
A2				
	peso palo PV	$W_{PALO1,d} = W_{PALO1} \times \gamma_F$	175,93	kN
	peso palo PM	$W_{PALO1,d} = W_{PALO1} \times \gamma_F$	125,66	kN
	carico sul singolo palo fila PV	$Q_{TOT,PV} = V_{PV}/I_{L,P,V} \times 2 + W_{PV,d}$	774,53	kN
	carico sul singolo palo fila PM	$Q_{TOT,PM} = V_{PM}/I_{L,P,V} \times 2 + W_{PM,d}$	403,36	kN

portanza palo (PV)	$Q_{lim,d,PV}$	805,81	kN
portanza palo (PM)	$Q_{lim,d,PM}$	580,19	kN

$$Q_{lim,d,PV}/Q_{TOT,PV} = 1,04 \geq 1 \quad \text{VERIFICA}$$

$$Q_{lim,d,PM}/Q_{TOT,PM} = 1,44 \geq 1 \quad \text{VERIFICA}$$

6. CONSIDERAZIONI FINALI

Si evidenzia che i pali posti più a valle sono stati eseguiti con lunghezze superiori ai pali posti a monte al fine di ottimizzare anche dal punto di vista economico l'opera. Essendo infatti la forza gravante sui pali a monte molto più bassa di quella a valle (al lordo del peso stesso dei pali), si è scelto di differenziare la profondità dei pali realizzati.

Per tutto quanto non esplicitato nella presente relazione si fa riferimento agli elaborati grafici di progetto.