



Comune di SANTA MARIA a MONTE

**Percorsi ciclopedonali
passerella ciclopedonale
sul “collettore” in loc.tà Ponticelli**

Progetto definitivo esecutivo

Gruppo di progettazione

Mandatario / Progettista architettonico: Arch. Alessandro Nucci

Piazza G. Rossa n° 2

50050 – Cerreto Guidi

Progettisti strutturali:

Ing. Carmine Parrillo

Ing. Elena Sinimberghi

Verifiche idrauliche:

Ing. Simone Galardini

Rilievi di dettaglio:

Ing. Andrea Spagnolo

Indagini geologiche e sismiche:

Studio Associato di geologia applicata

Di Benedetti e Carmignani

Geol. Andrea Carmignani

Responsabile U.P.

Ing. Maurizio Iannotta

Settore 6 – Ufficio LL.PP.

Comune di Santa Maria a Monte

Normative 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 2008 (D.M. 14 Gennaio 2008)

- Circolare 617 del 02/02/2009

Istruzioni per l'applicazione delle Nuove Norme Tecniche per le Costruzioni di cui al D.M. 14 gennaio 2008.

Richiami teorici - Metodi di analisi

Calcolo - Analisi ad elementi finiti

Per l'analisi platea si utilizza il metodo degli elementi finiti (FEM). La struttura viene suddivisa in elementi connessi fra di loro in corrispondenza dei nodi. Il campo di spostamenti interno all'elemento viene approssimato in funzione degli spostamenti nodali mediante le funzioni di forma. Il programma utilizza, per l'analisi tipo piastra, elementi quadrangolari e triangolari. Nel problema di tipo piastra gli spostamenti

nodali sono lo spostamento verticale w e le rotazione intorno agli assi x e y , ϕ_x e ϕ_y , legati allo spostamento w tramite relazioni

$$\phi_x = -dw/dy$$

$$\phi_y = dw/dx$$

Note le funzioni di forma che legano gli spostamenti nodali al campo di spostamenti sul singolo elemento è possibile costruire la matrice di rigidezza dell'elemento \mathbf{k}_e ed il vettore dei carichi nodali dell'elemento \mathbf{p}_e .

La fase di assemblaggio consente di ottenere la matrice di rigidezza globale della struttura \mathbf{K} ed il vettore dei carichi nodali \mathbf{p} . La soluzione del sistema

$$\mathbf{K} \mathbf{u} = \mathbf{p}$$

consente di ricavare il vettore degli spostamenti nodali \mathbf{u} .

Dagli spostamenti nodali è possibile risalire per ogni elemento al campo di spostamenti ed alle sollecitazioni M_x , M_y ed M_{xy} .

Il terreno di fondazione se presente viene modellato con delle molle disposte in corrispondenza dei nodi. La rigidezza delle molle è proporzionale alla costante di sottofondo k ed all'area dell'elemento.

I pali di fondazione sono modellati con molle verticali aventi rigidezza pari alla rigidezza verticale del palo.

Per l'analisi tipo lastra (analisi della piastra soggetta a carichi nel piano) vengono utilizzati elementi triangolari a 6 nodi a deformazione quadratica. Gli spostamenti nodali sono gli spostamenti u e v nel piano XY . L'analisi fornisce in tal caso il campo di spostamenti orizzontali e le tensioni nel piano della lastra σ_x , σ_y e τ_{xy} . Dalle tensioni è possibile ricavare, noto lo spessore, gli sforzi normali N_x , N_y e N_{xy} .

Nell'analisi tipo lastra i pali di fondazione sono modellati con molle orizzontali in direzione X e Y aventi rigidezza pari alla rigidezza orizzontale del palo.

Nel caso di platea nervata le nervature sono modellate con elementi tipo trave (con eventuale rigidezza torsionale) connesse alla piastra in corrispondenza dei nodi degli elementi.

Analisi dei pali

Per l'analisi della capacità portante dei pali occorre determinare alcune caratteristiche del terreno in cui si va ad operare. In particolare bisogna conoscere l'angolo d'attrito ϕ e la coesione c . Per pali soggetti a carichi trasversali è necessario conoscere il modulo di reazione laterale o il modulo elastico laterale.

La capacità portante di un palo viene valutata come somma di due contributi: portata di base (o di punta) e portata per attrito laterale lungo il fusto. Cioè si assume valida l'espressione:

$$Q_T = Q_P + Q_L - W_P$$

dove:

- Q_T portanza totale del palo
- Q_P portanza di base del palo
- Q_L portanza per attrito laterale del palo
- W_P peso proprio del palo

e le due componenti Q_P e Q_L sono calcolate in modo indipendente fra loro. Dalla capacità portante del palo si ricava il carico ammissibile del palo Q_A applicando il coefficiente di sicurezza della portanza alla punta η_p ed il coefficiente di sicurezza della portanza per attrito laterale η_l .

Palo compresso:

$$Q_A = Q_P / \eta_p + Q_L / \eta_l - W_P$$

Palo teso:

$$Q_A = Q_L / \eta_l + W_P$$

Capacità portante di punta

In generale la capacità portante di punta viene calcolata tramite l'espressione:

$$Q_P = A_P(cN'_c + qN'_q)$$

dove A_P è l'area portante efficace della punta del palo, c è la coesione, q è la pressione geostatica alla quota della punta del palo, γ è il peso di volume del terreno, D è il diametro del palo ed i coefficienti N'_c N'_q sono i coefficienti delle formule della capacità portante corretti per tener conto degli effetti di forma e di profondità. Possono essere utilizzati sia i coefficienti di Hansen che quelli di Vesic con i corrispondenti fattori correttivi per la profondità e la forma.

Il parametro η che compare nell'espressione assume il valore:

$$\eta = \frac{1 + 2K_0}{3}$$

quando si usa la formula di Vesic e viene posto uguale ad 1 per le altre formule. K_0 rappresenta il coefficiente di spinta a riposo che può essere espresso come: $K_0 = 1 - \sin\phi$.

Capacità portante per resistenza laterale

La resistenza laterale è data dall'integrale esteso a tutta la superficie laterale del palo delle tensioni tangenziali palo-terreno in condizioni limite:

$$Q_L = \int \tau_a dS$$

dove τ_a è dato dalla relazione di Coulomb

$$\tau_a = c_a + \sigma_h \tan\delta$$

dove c_a è l'adesione palo-terreno, δ è l'angolo di attrito palo-terreno, γ è il peso di volume del terreno, z è la generica quota a partire dalla testa del palo, L e P sono rispettivamente la lunghezza ed il perimetro del palo, K_s è il coefficiente di spinta che dipende dalle caratteristiche meccaniche e fisiche del terreno dal suo stato di addensamento e dalle modalità di realizzazione del palo.

Portanza trasversale dei pali - Analisi ad elementi finiti

Nel modello di terreno alla Winkler il terreno viene schematizzato come una serie di molle elastiche indipendenti fra di loro. Le molle che schematizzano il terreno vengono caratterizzate tramite una costante elastica K espressa in $\text{Kg/cm}^2/\text{cm}$ che rappresenta la pressione (in Kg/cm^2) che bisogna applicare per ottenere lo spostamento di 1 cm.

Il palo viene suddiviso in un certo numero di elementi di eguale lunghezza. Ogni elemento è caratterizzato da una sezione avente area ed inerzia coincidente con quella del palo.

Il terreno viene schematizzato come una serie di molle orizzontali che reagiscono agli spostamenti nei due versi. La rigidità assiale della singola molla è proporzionale alla costante di Winkler orizzontale del terreno, al diametro del palo ed alla lunghezza dell'elemento. La molla, però, non viene vista come un elemento infinitamente elastico ma come un elemento con comportamento del tipo elastoplastico perfetto (diagramma sforzi-deformazioni di tipo bilatero). Essa presenta una resistenza crescente al crescere degli spostamenti fino a che l'entità degli spostamenti si mantiene al di sotto di un certo spostamento limite, X_{\max} oppure fino a quando non si raggiunge il valore della pressione limite. Superato tale limite non si ha un incremento di resistenza. E' evidente che assumendo un comportamento di questo tipo ci si addentra in un tipico problema non lineare che viene risolto mediante una analisi al passo.

Premesse per le verifiche:

La verifica della stabilità globale del complesso fondazione – terreno è stata condotta secondo l'approccio 1, combinazione 2 : (A2 + M2 + R2); sono state poi condotte le verifiche di tipo Geotecnico (GEO) agli SLU, come le verifiche di tipo strutturale (STR).

Azioni statiche sulle spalle**a) pesi propri impalcato + permanenti**

appoggio destro : $F_z = 537 \text{ KN}$

appoggio sinistro: $F_z = 537 \text{ KN}$

b) pesi propri impalcato + permanenti + sovraccarico (comb SLU)

appoggio destro : $F_z = 887 \text{ KN}$

appoggio sinistro: $F_z = 887 \text{ KN}$

Azioni dinamiche sulla spalla:

E' stata inserita anche una combinazione sismica, considerando i carichi derivanti dai pesi propri e i carichi permanenti portati , ne segue che il taglio sismico trasmesso per ciascun isolatore è pari a :

$F_h = 16,6 \text{ kN}$

All'azione orizzontale appena definita sono stati aggiunte le azioni a), c) della combinazione statica.

In entrambi i casi la fondazione su pali deve far si che l' abbassamento dovuto alle azioni statiche e dinamiche del ponte sia portato pressoché a dare valori nulli.

Dati**Normativa - Coefficienti di sicurezza****Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni**

CARICHI	EFFETTO	Coefficiente parziale	(A1) - STR	(A2) - GEO
Permanenti	Favorevole	$\gamma_{G1, fav}$	1.00	1.00
Permanenti	Sfavorevole	$\gamma_{G1, sfav}$	1.35	1.00
Permanenti non strutturali	Favorevole	$\gamma_{G2, fav}$	0.00	0.00
Permanenti non strutturali	Sfavorevole	$\gamma_{G2, sfav}$	1.50	1.30
Variabili	Favorevole	$\gamma_{Q1, fav}$	0.00	0.00
Variabili	Sfavorevole	$\gamma_{Q1, sfav}$	1.35	1.35

Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno

PARAMETRO	GRANDEZZA	Coefficiente parziale	(M1)	(M2)
Tangente dell'angolo di resistenza al taglio	$\tan \phi'_k$	γ_ϕ	1.00	1.25
Coesione efficace	c'_k	γ_c	1.00	1.25
Resistenza non drenata	c_{uk}	γ_{cu}	1.00	1.40

Coefficienti parziali γ_R da applicare alle resistenze caratteristiche (Pali trivellati)

Resistenza	γ_R	(R1)	(R2)	(R3)
Base	γ_b	1.00	1.70	1.35
Laterale in compressione	γ_s	1.00	1.45	1.15
Totale	γ_t	1.00	1.60	1.30
Laterale in trazione	γ_{st}	1.00	1.60	1.25

Coefficienti parziali γ_T per le verifiche agli stati limite ultimi di pali soqgetti a carichi trasversali

γ_T	(R1)	(R2)	(R3)
γ_T	1.00	1.60	1.30

Fattori di correlazione ξ per la determinazione della resistenza caratteristica in funzione del numero di verticali indagate

Numero di verticali indagate	ξ_3	ξ_4
1	1.70	1.70

Di seguito si riportano in maniera schematica le caratteristiche geotecniche caratteristiche alla base dei calcoli:

MODELLO GEOTECNICO DEL SOTTOSUOLO					
PROFONDITA' MEDIA		PESO DI VOLUME	RESISTENZA A TAGLIO NON DRENATA <i>parametri di resistenza da utilizzarsi in alternativa tra loro</i>	RESISTENZA A TAGLIO DRENATA	MODULO DI COMPRESSIBILITA' EDOMETRICA
0.0 - 4.0 m dal p.c.	A		$C_u = 50 - 80$ kPa	$\varphi' = 27-28^\circ$ $C' = 0$ kPa (**)	$E = 40 - 60$ kg/cmq (****)
4.0 - 7.5 m dal p.c.	B	$\gamma = 19.5$ kN/mc	$C_u = 35 - 50$ (55-65) kPa	$\varphi' = 25.6^\circ$ $C' = 10$ kPa (*)	$E = 30 - 40$ (45-50) kg/cmq (****)
7.5 - 16.0 m dal p.c.	C	$\gamma = 17.9$ kN/mc $\gamma = 18.9$ kN/mc	$C_u = 30 - 40$ (55-80) kPa	$\varphi' = 27.3-28.2^\circ$ $C' = 3-6$ kPa (*)	$E = 15 - 35$ (45-60) kg/cmq (****)
16.0 - 20.0 m dal p.c.	D		$C_u = 40 - 50$ (90-150) kPa	$\varphi' = 26$ (20-32) $^\circ$ $C' = 0$ kPa (**)	$E = 35 - 40$ (70-140) kg/cmq (****)
20.0 - 23.0 m dal p.c.	E	$\gamma = 19.6$ kN/mc	$C_u = 35 - 50$ kPa	$\varphi' = 30.7^\circ$ $C' = 17$ kPa (*)	$E = 30 - 40$ kg/cmq (****) $E = 27$ kg/cmq (***)
23.0 - 33.0 m dal p.c.	F	$\gamma = 17.9$ kN/mc $\gamma = 18.0$ kN/mc	$C_u = 65 - 80$ kPa	$\varphi' = 20^\circ$ $C' = 10.0$ kPa (§§)	$E = 50 - 60$ kg/cmq (****) $E = 21 - 40$ kg/cmq (***)
33.0 - 37.0 m dal p.c.	G				
> 37.0 m dal p.c.	H			$\varphi' = 22^\circ$ $C' = 20.0$ kPa (§§)	

() i valori tra parentesi si riferiscono al comportamento dei livelli intercalati e minoritari rispetto all'orizzonte caratterizzato

(*) resistenza a taglio drenata ricavata da prove di laboratorio (****) compressibilità da prova edometrica
 (**) resistenza a taglio drenata interpretata da prove CPT (****) compressibilità da prova C.P.T.
 (§§) resistenza a taglio drenata estrapolata da prove di taglio in cantiere vicino negli stessi livelli

Verifica di portanza dei pali

Di seguito si riporta il calcolo del carico sul singolo palo:

Versione
23_10_'09

Riferim.: **Pali Fondaz. L = 20m d = 0.8m**

Lunghezza del palo trivellato	20.00 m
Coeff. parz. alla punta (base): γ_R	1.7
Coeff. parz. Laterale compres: γ_R	1.45
Coeff. parz. Laterale trazione: γ_R	1.6
Fattore di correlazione: ξ	1.65

Diametro	0.80 m
<i>Riepilogo:</i>	
P.laterale:	47,659daN
P. punta:	30,175daN
Pc,comp.:	52,714daN

STRATIGRAFIA:

	tipologia:	denominazione
strato 1	coerente n.cons./misti	Sabbia limosa
strato 2	coerente n.cons./misti	Argille e limi
strato 3	coerente precon. (Cu)	Sabbia limosa
strato 4	incoerente sciolto	Argilla e limi
strato 5	incoerente denso	Sabbia e ghiaia

Pressione qz alla quota di testa del palo	daN/m ²	0
---	--------------------	----------

N.B.: La stratificazione va considerata a partire dalla testa del palo

		strato 1	strato 2	strato 3	strato 4	strato 5
m	spessore	4	3.5	8.5	4	3
daN/m ³	densità	1900	1950	1850	1900	1960
(°)	Angolo Attrito	22	20.5	21.6	20.8	24.5
daN/cm ²	Coesione	0.46	0.3	0.25	0.32	0.3
(**)	s _o	0	0	0	0	0
(**)	k	0	0	0	0	0
(**)	Nq	0	0	0	0	0
(**)	Nc	0	0	0	0	0

Portanza per carichi verticali di pali in c.a. verticali trivellati:

TEORIA DI BEREZANTZEV

RIFERIMENTI TEORICI: MANUALE DELL'ING. ESAC - CREMONESE

PORTANZA LATERALE:

t. coerenti n.c. e misti (*):	s _o =0	k=1-sen(fi)	mu=tang(fi)	tensioni effettive: d' fi' c'
ter. coerenti preconsolidati:	s _o =0,3*Cu	k=0	mu=0	tensioni totali
terreni incoerenti sciolti:	s _o =0	k=0,5	mu=tang(fi)	tensioni effettive
terreni incoerenti densi:	s _o =0	k=0,4	mu=tang(fi)	tensioni effettive

(*) terreni coerenti normalmente consolidati, terreni misti argillosi-limosi-sabbiosi

PORTANZA ALLA PUNTA:

	p=Nc*C+Nq*qz
terreni incoerenti:	usare le tensioni effettive
terreni coerenti:	usare le tensioni totali

Note: Per i pali di grande diametro sono stati usati valori di Nq cautelativi per ridurre gli elevati cedimenti.

I valori di Nq per pali di medio diametro sono stati raccordati a quelli relativi ai pali di grande diametro, nell'intervallo dei diametri da **0,50m** a **0.8m**

L'interpolazione si esegue sui valori di PP. Il diametro superiore ha una PP >= 1,2* PP(d=0,50)

PORTANZA LATERALE: $PL = A_l * (s_o + k * \mu * q_z)$

		strato 1	strato 2	strato 3	strato 4	strato 5
lunghezza	m	4	3.5	8.5	4	0
densità	daN/m ³	1900	1950	1850	1900	1960
Angolo Attrito	(°)	22.0	20.5	21.6	20.8	24.5
Coesione	daN/cm ²	0.46	0.30	0.25	0.32	0.30
s_o	daN/cm ²	0.000	0.000	0.075	0.000	0.000
k		0.626	0.650	0.000	0.500	0.400
μ		0.404	0.374	0.000	0.380	0.455
q_z	daN/m ²	3800	11013	22288	33950	37750
Portanza laterale	daN	9,656	23,538	16,014	64,815	0
PORTANZA LATERALE LIMITE: PL					114,023daN	
PORTANZA LATERALE: $PL_c = PL / (1.45 * 1.65)$					47,659daN	

PORTANZA ALLA PUNTA: $PP = A_p * (N_c * C + N_q * q_z)$ (Teoria di Berezantzev)

Strato 4	Argilla e limi	
densità	daN/m ³	1900
Ang. Attrito	(°)	20.8
Coesione	daN/cm ²	0.32
N_q		3.7
N_c		9.0
q_z	daN/m ²	37750
PORTANZA ALLA PUNTA LIMITE: PP		84,642daN
PORTANZA ALLA PUNTA: $PP_c = PP / (1.7 * 1.65)$		30,175daN

PORTANZA TOTALE TERRENO IN COMPRES.: $P_{tot} = PL_c + PP_c$	77,834daN
--	------------------

CARICO MAX IN COMPRES. SUL PALO: $P_{c,comp} = P_{tot} - P_g$	52,714daN
CARICO MAX IN TRAZIONE SUL PALO: $P_{c,traz} = P_g + PL / (1.6 * 1.65)$	68,311daN

Quindi considerando due pali per spalla si ottiene un carico Rd pari a:

$$R_d = P_{tot} * 2 = 778,34 * 2 = 1556,7 \text{ kN}$$

$$E_d = 887 \text{ kN}$$

$R_d > E_d$

VERIFICA SODDISFATTA

Collasso per carico limite nei riguardi dei carichi trasversali

Si calcola il carico orizzontale limite sopportato dal singolo palo conoscendo la massima azione orizzontale agente pari a:

$$F_{ed} = 245000 \text{ N}$$

Secondo il metodo di calcolo di "Viggiani":

Per terreni coesivi la resistenza limite del terreno è posta pari a (condizioni a breve termine non drenate):

$$p_u = 9 c_u \quad \text{per profondità} \geq 3D,$$

$$p_u = c_u [2 + 7z/(3d)] \quad \text{per } z < 3D$$

per i terreni non coesivi (condizioni a lungo termine drenate):

$$p_u = 3\sigma'_v K_p$$

dove:

σ'_v = tensione litostatica verticale efficace

$$K_p = (1 + \sin \phi') / (1 - \sin \phi')$$

ϕ' = angolo di attrito interno (in tensioni efficaci)

- Pali non vincolati o a testa libera

La rottura di un palo libero di ruotare in testa può avvenire secondo due meccanismi:

a) a palo corto: senza la formazione di cerniere plastiche nel palo

b) a palo lungo, con la formazione di una cerniera plastica nel palo ad una profondità da calcolare

- Pali liberi di ruotare in testa, terreni coesivi

Nel caso di palo corto H_{lim} si ricava dalla formula

$$\frac{H_{lim}}{c_u d^2} = -9 \left(1.5 + \frac{L}{d} + \frac{2e}{d} \right) + 9 \sqrt{2 \left(\frac{L}{d} \right)^2 + 4 \left(\frac{e}{d} \right)^2 + 4 \frac{Le}{d^2} + 6 \frac{e}{d} + 4.5}$$

affinché il palo sia corto deve essere verificata l'ipotesi $M_y > M_{max}$, con M_{max} ricavato dalla

$$\frac{M_{max}}{c_u d^3} = \frac{H_{lim}}{c_u d^2} \left(\frac{H_{lim}}{18c_u d^2} + \frac{e}{d} + 1.5 \right)$$

Nel caso in cui $M_y < M_{max}$

$$\frac{H_{lim}}{c_u d^2} = -9 \left(1.5 + \frac{e}{d} \right) + 9 \sqrt{\left(\frac{e}{d} \right)^2 + 3 \frac{e}{d} + \frac{2M_y}{9c_u d^3} + 2.25}$$

- Pali liberi di ruotare in testa, terreni incoerenti

E' possibile ricavare x dall'equazione di terzo grado.

$$4x^3 + 6ex^2 - 3eL^2 - 2L^3 = 0$$

L'equazione precedente si ricava imponendo l'equilibrio alla rotazione intorno al punto x e l'equilibrio alla traslazione

ponendo $k = 3 \cdot k_p \cdot g \cdot d$

e ricavando x dal sistema:

$$\begin{cases} H(e+x) = xk \frac{x}{2} \frac{x}{3} + xk(L-x)(L-x)/2 + (L-x)k \frac{(L-x)}{2} \frac{(L-x)}{3} \\ H = xk \frac{x}{2} - xk(L-x) - (L-x)k \frac{(L-x)}{2} \end{cases}$$

è possibile calcolare profondità del punto in cui il momento è massimo con la formula:

$$f = (H/k)^{1/2}$$

e il momento massimo con la

$$M_{\max} = H(e+x_m) - k \cdot f^3/6$$

Nel caso di palo lungo, cioè $M_y < M_{\max}$, H_{\lim} si ricava dalla

$$\frac{H}{k_p \gamma d^3} \left(\frac{e}{d} + 0,544 \sqrt{\frac{H}{k_p \gamma d^3}} \right) = \frac{M_y}{k_p \gamma d^4}$$

Caratteristiche geometriche e sollecitazione flettente massima:

L=	20 [m]
e=	0.8 [m]
d=	0.8 [m]
My=	166000 [Nm]
L/d=	25
e/d=	1

Condizioni non drenate (breve termine):

cu=	30000 [Pa]
cu·d ² =	19200 [N]

H corto=	1458283 [N]
Mmax=	7839229 [Nm]
H lungo=	76268 [N]
Tipo	Lungo
H=	76268 [N]

H corto=	4060800 [N]
Mmax=	43044480 [Nm]
H medio=	1552895 [N]
H lungo=	199721 [N]
Tipo	Lungo
H=	199721 [N]

> Fh palo Verifica soddisfatta

Condizioni drenate (lungo termine):

γ =	18000	[N/m ³]
φ =	27	[°]
$\sin(\varphi)$ =	0.4539905	
k_p =	2.663	
$k=3k_p\gamma\cdot d$ =	115039	[N/m ²]

H corto=	5692608	[N]
Mmax=	37924615	[Nm]
H lungo=	99101	[N]
Tipo	Lungo	
H=	99101	[N]

H corto=	23007801	[N]
Mmax=	306770680	[Nm]
H medio=	7677567	[N]
H lungo=	242526	[N]
Tipo	Lungo	
H=	242526	[N]

> Fh palo Verifica soddisfatta