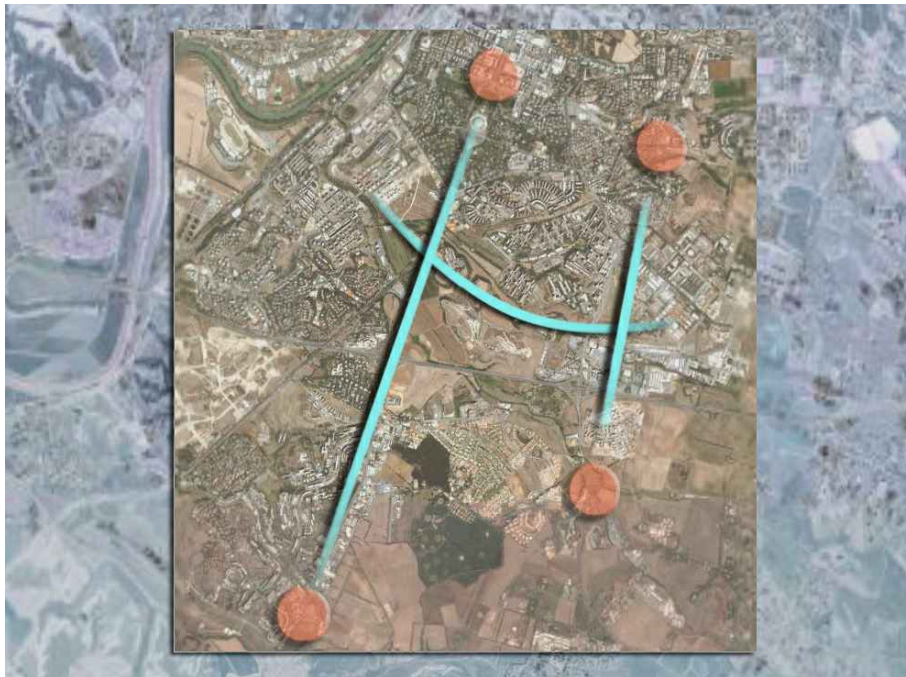


SISTEMA DI TRASPORTO PUBBLICO A CAPACITA' INTERMEDIA A SERVIZIO DEI CORRIDOI EUR-TOR DE' CENCI ED EUR LAURENTINA-TOR PAGNOTTA-TRIGORIA



RESPONSABILE DEL PROCEDIMENTO arch. M. Meloni	RESPONSABILE DIREZIONE PROGETTAZIONE ing. C. Pasquali	RESPONSABILE DI PROGETTO ing. M. Enchelli	RESPONSABILE AREA STRUTTURE E GEOTECNICA ing. A. Dell'Armi

CORRIDOIO EUR-TOR DE' CENCI - VARIANTE DI TRACCIATO **Conferenza di Servizi (27.11.2015 e 14.07.2017)**

PROGETTO DEFINITIVO

PROGETTO **OPERE CIVILI**

Relazione di calcolo fondazioni indirette pali TE

rev	data	descrizione	redatto	verificato RP	approvato DP	autorizzato RdP
-	Settembre 2015	Emissione per CdS	ing. P. Adinolfi	ing. M. Enchelli	ing. C. Pasquali	arch. M. Meloni
A	Ottobre 2017	PROGETTO ESITO CDS	ing. P. Adinolfi	ing. M. Enchelli	ing. C. Pasquali	arch. M. Meloni
B						
C						

scala

A4

COMMESSA

T D C A 1 P E

CODIFICA

tratta fase opera liv elab argom progress rev

T U D T D C P R O C 0 0 3 A

SOMMARIO

1. PREMESSA	2
2. NORMATIVE DI RIFERIMENTO	2
3. CARATTERISTICHE DEI MATERIALI	3
4. CARATTERISTICHE GEOTECNICHE DEL TERRENO	4
5. PALI T.E. SU MICROPALI	5
5.1. Azioni di calcolo palo T.E. in curva	5
5.2. Azioni sul singolo micropalo	6
5.3. Verifica della capacità portante dei micropali soggetti a carico assiale	7
5.4. Resistenza dei pali soggetti a carico trasversale.....	9
5.5. Analisi delle sollecitazioni flettenti sui micropali sottoposti a carichi trasversali	10
5.6. Verifica strutturale dei micropali	11
5.7. Verifica delle tensioni in condizioni di SLU.....	12
5.8. Azioni di calcolo palo T.E. in rettilineo	12
5.9. Azioni sul singolo micropalo	12
5.10. Verifica della capacità portante dei micropali soggetti a carico assiale	13
5.11. Resistenza dei pali soggetti a carico trasversale.....	16
5.12. Analisi delle sollecitazioni sui micropali sottoposti a carichi trasversali	17
5.13. Verifica strutturale dei micropali	18
5.14. Verifica delle tensioni in condizioni di SLU.....	19
6. PALI T.E. SU PALO TRIVELLATO.....	19
6.1. Azioni di calcolo alla base del palo T.E.	19
6.2. Comportamento del palo in esercizio - Schema e modello di calcolo	20
6.3. Calcolo delle sollecitazioni	21
6.4. Verifica strutturale del palo	25
6.5. Verifica allo SLU (collasso per carico limite orizzontale).....	31

1. PREMESSA

La presente relazione tecnica ha per oggetto i calcoli delle strutture di fondazione profonde relativamente alla variante di tracciato del ramo EUR-Tor de' Cenci. In particolare le tipologie oggetto della seguente trattazione saranno utilizzate laddove la presenza di sottoservizi di fatto rende impossibile la realizzazione dei plinti superficiali. Sono state pertanto previste le seguenti ulteriori fondazioni:

- Dado in c.a. su micropali inclinati con diametro di perforazione pari a 200 mm. Sono state dimensionate due tipologie di fondazione. La prima per pali T.E. in curva, più sollecitati, la seconda per pali T.E. in rettilineo, ove le azioni del tiro della linea di contatto risultano sensibilmente inferiori.
- Dado in c.a. fondato su un palo trivellato di diametro pari a 600 mm. Anche in tal caso sono state dimensionate due tipologie di fondazioni, la prima per pali T.E. in curva, la seconda per pali T.E. in rettilineo.

In entrambi i casi i sostegni della T.E. sono flangiati al dado in c.a. mediante tirafondi annegati nel getto.

2. NORMATIVE DI RIFERIMENTO

Le analisi strutturali e le verifiche di sicurezza sono state effettuate in accordo con le prescrizioni contenute nelle seguenti normative vigenti:

- **D.M. 9.1.1996**: Norme tecniche per il calcolo, l'esecuzione ed il collaudo delle opere in cemento armato normale, precompresso e per le strutture metalliche.
- **D.M. 11.3.1988**: 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 ed il collaudo delle opere di sostegno delle terre e delle opere di fondazione.
- **D.M. 04.05.90**: Aggiornamento delle Norme Tecniche per la progettazione, l'esecuzione ed il collaudo dei ponti stradali.
- **Legge 5.11.1971 n. 1086**: Norme per la disciplina delle opere di conglomerato cementizio armato, normale e precompresso ed a struttura metallica.
- **D.M. 16.1.1996**: Norme relative ai "Criteri generali per la verifica della sicurezza delle costruzioni e dei carichi e sovraccarichi".

- **D.M. 15.10.1996:** Istruzioni per l'applicazione delle "Norme tecniche per il calcolo, l'esecuzione ed il collaudo delle opere in cemento armato normale, precompresso e per le strutture metalliche" di cui al D.M. 9.1.1996.
- **Circ. 4.7.1996:** Istruzioni per l'applicazione delle "Norme Tecniche relative ai criteri generali per la verifica di sicurezza delle costruzioni e dei carichi e sovraccarichi" di cui al D.M. 16.1.96.
- **Circ. 10.4.1997:** Istruzioni per l'applicazione delle "Norme Tecniche per le costruzioni in zone sismiche" di cui al D.M. 16.1.96.
- **D.M. 14.01.2008 (NTC-2008)** - Norme tecniche per le costruzioni

3. CARATTERISTICHE DEI MATERIALI

Le caratteristiche dei materiali sono state stabilite in accordo con le norme UNI EN 206-1:2006 e UNI 11104:2004 indicate dalle NTC 2008, alle quali le suddette norme fanno esplicito riferimento.

Si prevede l'impiego dei seguenti materiali:

Plinti e pali di fondazione in cls

classe di resistenza: C25/30;

classe di esposizione ambientale XC2;

rapporto a/c max: 0,50;

diametro massimo dell'aggregato: 30 mm;

classe di consistenza al getto S3

copriferro minimo: 50 mm.

Valori delle tensioni caratteristiche e di calcolo:

- $R_{ck} \geq 30 \text{ N/mm}^2$
- $f_{cd} \geq 14,11 \text{ N/mm}^2$

Magrone di sottofondazione in cls:

classe di resistenza: C12/15;

classe di esposizione ambientale XC0 .

Acciaio d'armatura:

Acciaio tipo B450C conforme al D.M. 14.1.2008 i cui valori delle tensioni caratteristiche e di calcolo sono:

- $f_{yk} \geq 450 \text{ N/mm}^2$;

- $f_{yd} \geq 391,3 \text{ N/mm}^2$ con $\gamma_s = 1,15 \text{ N/mm}^2$;

CALCESTRUZZO Micropali

$R_{ck} \geq 25 \text{ N/mm}^2$ resistenza caratteristica cubica

$E_c = 30200 \text{ N/mm}^2$ modulo elastico

$f_{cd} = 12.97 \text{ N/mm}^2$ resistenza a compressione di calcolo

ACCIAIO TUBI DI ARMATURA E CARPENTERIA METALLICA

S355

$f_{yk} = 355 \text{ N/mm}^2$ tensione di snervamento caratteristica

$f_{yd} = f_{yk} / \gamma_{M0} = 338 \text{ N/mm}^2$ tensione di snervamento di progetto

$E_s = 210000 \text{ N/mm}^2$ modulo elastico

4. CARATTERISTICHE GEOTECNICHE DEL TERRENO

La descrizione litologica e geologico-tecnica completa delle varie formazioni stratigrafiche presenti nella vasta area interessata dalle opere, oltre che la caratterizzazione geomeccanica dei terreni di fondazione, sono deducibili dalla relazione geologica fornita a corredo del progetto e che in questa sede si richiama integralmente. Dalla lettura di detta relazione (elab. TDC_A_1_PE_TUDC_CR_DB_001A) si evince che lungo il tracciato della linea filoviaria, al di sotto di una coltre di riporti di spessore variabile tra 3 e 4 metri, è presente una formazione di depositi piroclastici di caratteristiche meccaniche scadenti. Si assume, pertanto, ai fini del calcolo, una stratigrafia omogenea per il terreno, adottando cautelativamente le seguenti caratteristiche fisico meccaniche:

$\gamma = 17 \text{ KN/m}^3$

$\phi' = 25^\circ$

$c' = 0$

Prioritariamente all'esecuzione delle opere di fondazione dovranno essere approfondite le caratteristiche geotecniche dei terreni mediante prove di laboratorio e/o prove in situ al fine di verificare le ipotesi di progetto sopra assunte.

La falda non interferisce con le opere di fondazione.

5. PALI T.E. SU MICROPALI

Come detto in premessa, la fondazione è costituita da un plinto su 4 micropali con perforazione di 200 mm di diametro, inclinati di 15° rispetto alla verticale, sia nel piano trasversale che nel piano longitudinale, per un miglior assorbimento delle forze orizzontali. Sono state studiate le due seguenti tipologie: la prima, per pali T.E. in curva, con micropali di lunghezza complessiva pari a 10 m, armati con un tubo di diametro fi 139.7 e spessore 10 mm, equipaggiato nei 6 metri terminali con valvole di non ritorno (ogni 50 cm) per il getto in pressione con iniezioni ripetute e selettive di malta cementizia a formare il bulbo di ancoraggio.

La seconda tipologia, valida invece per pali della T.E. in rettilineo, ferma restando l'inclinazione, utilizza micropali di lunghezza pari a 7 m, iniettati a gravità, armati con tubo di diametro fi 114.3 e spessore 8 mm. Detti micropali sono collegati in testa da un cordolo in c.a. 1.30x1.30x0.75, al quale il palo T.E. è ancorato con piastra 500x500x30.

Gli ancoraggi sono effettuati con tirafondi M30 cl. 8.8.

5.1. Azioni di calcolo palo T.E. in curva

Viene preliminarmente studiata la tipologia del palo T.E. in curva. Le verifiche statiche agli stati limite ultimi sono state condotte utilizzando l'approccio di progetto che prevede l'utilizzo di un'unica combinazione di gruppi di coefficienti parziali (A1+M1+R3).

Le azioni di progetto più gravose in testa ai micropali, il cui calcolo è riportato nella relazione relativa alle fondazioni superficiali, sono rispondenti ad una configurazione del palo T.E. con 6 tiri ed angolo di poligonazione di 15° (Caso 3; par. 7.1), e sono di seguito esplicitate:

$$H = 40.14 \text{ kN}$$

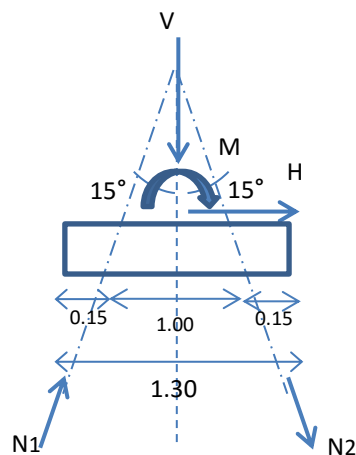
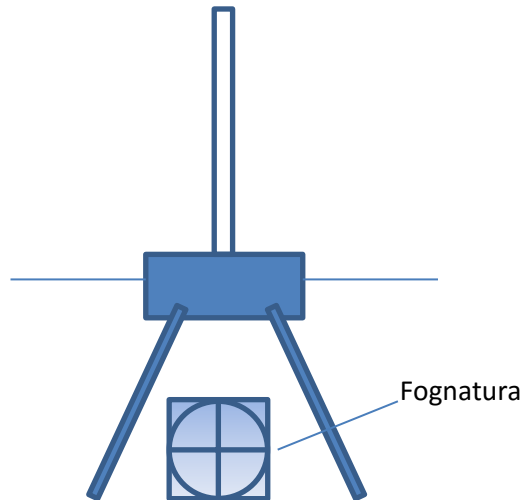
$$M = 275.05 \text{ kNm}$$

$$V = 45 \text{ KN} \quad (\text{comprensivo del peso del plinto})$$

5.2. Azioni sul singolo micropalo

E' possibile calcolare le sollecitazioni agenti sul singolo micropalo facendo le seguenti ipotesi:

- Plinto rigido
- Interazione fra i pali trascurabile



Sforzi sui pali

$$N_{1H} = -H \sin \alpha \frac{1}{n_p} = -2.60 \text{ kN}$$

$$N_{1V} = V \cos \alpha \frac{1}{n_p} = 10.86 \text{ kN}$$

$$N_{1M} = -\frac{M}{b} \cos \alpha \frac{1}{2} = -132.83 \text{ kN}$$

$$T_{1M} = T_{2M} = \frac{M}{b} \sin \alpha \frac{1}{2} = 35.6 \text{ kN}$$

$$N_{2H} = H \sin \alpha \frac{1}{n_p} = 2.60 \text{ kN}$$

$$N_{2V} = V \cos \alpha \frac{1}{n_p} = 10.86 \text{ kN}$$

$$N_{2M} = \frac{M}{b} \cos \alpha \frac{1}{2} = 132.83 \text{ kN}$$

$$N_1 = (-2.60 + 10.86 - 132.83) = -124.57 \text{ (trazione)} \quad \text{kN/palo}$$

$$N_2 = (4.24 + 9.36 + 154.16) = 146.30 \text{ (compressione)} \quad \text{kN/palo}$$

$$T_1 = -T_2 = 35.6 \quad \text{kN/palo}$$

5.3. Verifica della capacità portante dei micropali soggetti a carico assiale

Per il calcolo della portata laterale dei micropali valvolati soggetti a trazione si fa riferimento alla verifica di sfilamento dei tiranti permanenti per la combinazione A1+M1+R3.

La verifica prevede in prima analisi la determinazione del carico limite del terreno Q_{lim} . In generale si può scrivere:

$$Q_{lim} = \pi \delta D_p L_a (\tau' + \alpha c)$$

in cui:

D_p = diametro di perforazione del tirante

δ = Coefficiente di incremento diametro bulbo (Bustamante-Doix) = 1.4

L_a = lunghezza del tratto di ancoraggio

α = coefficiente di adesione del terreno

c = coesione del terreno

Inoltre compare il termine τ' che rappresenta la tensione tangenziale resistente media al bulbo, che si ricava con la seguente espressione:

$$\tau' = \sigma_v \sin \beta \tan \varphi + \sigma_v \cos \beta$$

Dove:

$\sigma_v =$ tensione verticale media nel bulbo

$\beta =$ angolo di inclinazione del micropalo rispetto alla verticale

$\tan \varphi =$ coefficiente di attrito del terreno

La resistenza, o più precisamente il carico limite allo sfilamento, ottenuto come sopra, va quindi ridotto con il coefficiente parziale, fissato nella tab. 6.6.I delle NTC:

$$\gamma_{R3} = 1.2$$

valido per tiranti permanenti.

Noto il carico limite, è semplicemente:

$$R_{ac} = Q_{lim}$$

dalla quale è possibile ricavare il valore caratteristico R_{ak} .

La resistenza di calcolo si ottiene applicando a quest'ultimo il coefficiente parziale delle resistenze γ_{R3} .

$$R_{ad} = \frac{R_{ak}}{\gamma_{R3}}$$

La resistenza di calcolo va poi confrontata con il carico di trazione agente sul micropalo.

Lo sviluppo del calcolo è pertanto il seguente:

$$\tau' = 119 \times \sin 15^\circ \tan 25^\circ + 119 \times \cos 15^\circ = 130 \text{ kN/m}^2$$

$$\tau' d = \frac{130}{\xi^4} = 72 \text{ kN/m}^2$$

$$Q_{lim} = 3.14 \times 1.4 \times 0.20 \times 6 \times 72 = 380 \text{ kN}$$

Il rapporto tra la resistenza e la trazione di calcolo è pari a:

$$380/124 = 3 > 1.2 = \gamma_{R3}$$

Dove nella verifica è stato trascurato a favore di sicurezza il peso del micropalo.

La verifica del palo a compressione è ugualmente soddisfatta, essendo:

$$R_{c,d} = \frac{R_{c,k}}{1.15} = 330.43 \text{ kN} \quad \text{per i pali in compressione;}$$

Il rapporto tra la resistenza e la compressione di calcolo è pari a:

$$330/146.3 = 2.25 > 1$$

5.4. Resistenza dei pali soggetti a carico trasversale

In merito alla capacità portante orizzontale dei pali, si assume l'ipotesi di palo lungo con la sezione di testa vincolata con un incastro nel plinto (Broms, 1964). La forza orizzontale ultima H_u vale:

$$\frac{H_u}{k_p \gamma d^3} = \sqrt[3]{\left(3.676 \frac{M_y}{k_p \gamma d^4}\right)^2}$$

da cui si ricava

$$H_u = 70 \text{ kN}$$

Dove

γ peso di volume del terreno

d diametro del micropalo

M_y = momento di plasticizzazione della sezione di armatura, calcolato come:

$$M_y = f_y * [D^3 - (D-2s)^3]/6$$

K_p = coefficiente di spinta passiva

Tenendo conto della variabilità delle caratteristiche fisico – meccaniche dei terreni interessati dalle opere in esame, il valore caratteristico della resistenza viene abbattuto con un coefficiente riduttivo pari a 1.5, quindi

$$H_k = \frac{H_u}{1.5} = 46.70 \text{ kN}$$

Applicando i coefficienti parziali γ_T (tab. 6.4.VI delle NTC 08), il valore di progetto $R_{tr,d}$ della resistenza dei pali soggetti a carico trasversale vale 36 kN.

Il massimo valore della forza di taglio di progetto (V_{Ed}) agente sui micropali è pari a 35.6 kN

La verifica

$$V_{Ed} < R_{tr,d}$$

è pertanto soddisfatta.

5.5. *Analisi delle sollecitazioni flettenti sui micropali sottoposti a carichi trasversali*

Per analizzare le sollecitazioni agenti sul singolo micropalo sottoposto a forze trasversali taglienti si fa riferimento all'approccio utilizzato da Randolph (1981), ricavando per un palo flessibile (lunghezza > l_c) con l'estremità impedita di ruotare il valore del massimo momento in testa che tiene conto delle caratteristiche di resistenza del terreno e delle caratteristiche elastiche del palo.

$$M_{inc} = -0.5 \frac{0.375 H l_c}{\sqrt{\rho}}$$

dove

ρ grado di eterogeneità = 1

H forza di taglio agente = 35.6 kN

l_c lunghezza critica = $D \left[\frac{E_p}{G_c (1+0.75\mu)} \right]^{\frac{2}{7}} = 1.68 \text{ m}$

con

E_p = modulo di elasticità del palo = $3 \times 10^4 \text{ MPa}$

G_c = modulo di taglio alla profondità $l_c/2$

D = diametro della sezione del palo = 0.20 m

Ipotizzando, in prima approssimazione, una lunghezza critica pari a 10 D, e supponendo una variazione del modulo di taglio G con la profondità con una legge lineare:

$G = 10 + 4z \text{ MPa}$ (con z = profondità in m),

si ha

$G_c = (10 + 4 \times 2/2) (1 + 3 \times 0.3/4) = 17.15 \text{ MPa}$

e quindi:

$l_c = 1.68 \text{ m}$

Il momento massimo in testa al micropalo è pari a 11.21 kNm

5.6. Verifica strutturale dei micropali

Di seguito viene riportata la verifica strutturale dei tubi di armatura dei micropali con le sollecitazioni più gravose agenti.

Essi hanno le seguenti caratteristiche geometriche e di resistenza:

de = 139.7 mm	diametro esterno
s = 10.0 mm	spessore
di = 129.70 mm	diametro interno
A = 40.7 cm ²	area della sezione trasversale
I = 862 cm ⁴	momento d'inerzia
W _{el,yy} = 123 cm ³	modulo di resistenza elastico
W _{pl,yy} = 169 cm ³	modulo di resistenza plastico
Coeff ε = 0.81	

Classificazione della sezione CLASSE 1

CARATTERISTICHE MECCANICHE trazione

N _{pl,R,d} = 1376 kN	Resistenza plastica sezione lorda
N _{ed} = -124.57 kN	azione assiale di calcolo

$$\frac{N_{ed}}{N_{pl,R,d}} \leq 1 \quad \text{verificata}$$

CARATTERISTICHE MECCANICHE compressione

N _{c,R,d} = 1376 kN	Resistenza di calcolo compressione
N _{ed} = 146.30 kN	azione assiale di calcolo

$$\frac{N_{ed}}{N_{c,R,d}} \leq 1 \quad \text{verificata}$$

CARATTERISTICHE MECCANICHE flessione retta

M _{cR,d} = M _{pl,R,d} = 57.13 kNm	Resistenza di calcolo flessione
M _{ed} = 11.21 kNm	Massima azione di progetto

$$\frac{M_{ed}}{M_{c,R,d}} \leq 1 \quad \text{verificata}$$

CARATTERISTICHE MECCANICHE taglio

V _{cR,d} = 505.7 kN	Resistenza plastica sezione lorda
A _v = 2591 mm ²	Area resistente a taglio
V _{ed} = 35.6 kN	Massima azione di progetto

$$\frac{V_{ed}}{V_{c,R,d}} \leq 1 \quad \text{verificata}$$

Essendo $V_{Ed} < 0.5 V_{c,Rd}$ il taglio non viene considerato nel calcolo della resistenza a flessione.

5.7. Verifica delle tensioni in condizioni di SLU

E' stata svolta un'analisi delle tensioni verificando che il micropalo più sollecitato abbia una tensione ideale inferiore a quella ammissibile secondo la relazione

$$\sqrt{\sigma_{x,Ed}^2 + \sigma_{z,Ed}^2 - \sigma_{x,Ed}\sigma_{z,Ed} + 3\tau_{x,Ed}^2} \leq f_{yd}$$

$$\text{Risultando } \sigma_{id} = \sqrt{\left(\frac{N_{Ed}}{A} + \frac{M_{,ed}}{W_{el}}\right)^2 + 3\left(\frac{T}{A_v}\right)^2} = 129.1 \text{ MPa} < f_{yd} = 338 \text{ MPa}$$

la verifica risulta soddisfatta.

5.8. Azioni di calcolo palo T.E. in rettilineo

Viene studiata quindi la tipologia del palo T.E. in curva.

Le azioni di progetto più gravose in testa ai micropali per il caso di tracciato in rettilineo, il cui calcolo è riportato nella relazione relativa alle fondazioni superficiali, sono rispondenti ad una configurazione del palo T.E. con doppio bifilare (4 tiri), e sono di seguito esplicitate:

$$H = 8.37 \quad \text{kN}$$

$$M = 53.80 \quad \text{kNm}$$

$$V = 40.65 \quad \text{KN} \quad (\text{comprensivo del peso del plinto})$$

5.9. Azioni sul singolo micropalo

Facendo riferimento allo schema geometrico sopra riportato, si calcolano gli sforzi sul singolo micropalo.

$$N_{1H} = -H \sin\alpha \frac{1}{n_p} = -0.54 \text{ kN}$$

$$N_{1V} = V \cos\alpha \frac{1}{n_p} = 9.81 \text{ kN}$$

$$N_{1M} = -\frac{M}{b} \cos\alpha \frac{1}{2} = -26 \text{ kN}$$

$$T_{1M} = T_{2M} = \frac{M}{b} \sin\alpha \frac{1}{2} = 7 \text{ kN}$$

$$N_{2H} = H \sin\alpha \frac{1}{n_p} = 0.54 \text{ kN}$$

$$N_{2V} = V \cos\alpha \frac{1}{n_p} = 9.81 \text{ kN}$$

$$N_{2M} = \frac{M}{b} \cos\alpha \frac{1}{2} = 26 \text{ kN}$$

$$N_1 = (-0.54 + 9.81 - 26) = -16.73 \text{ (trazione)} \quad \text{kN/palo}$$

$$N_2 = (0.54 + 9.81 + 26) = 36.35 \quad \text{(compressione)} \quad \text{kN/palo}$$

$$T_1 = -T_2 = 7 \quad \text{kN/palo}$$

5.10. Verifica della capacità portante dei micropali soggetti a carico assiale

Come già indicato la verifica di capacità portante viene effettuata facendo riferimento all'approccio 2 di progetto, che per i pali di fondazione prevede l'utilizzo del set di coefficienti parziali (A1+M1+R3).

La portata totale limite del micropalo singolo (Q_u) sottoposto a carichi assiali è data dalla seguente equazione:

$$Q_u = Q_{ub} + Q_{us}$$

essendo:

$$Q_{ub} = \frac{\pi D^4}{4} q_{ub} = \text{portata ultima di base};$$

$$Q_{us} = \pi D \int_{z_t}^{z_b} \tau_{us} dz = \text{portata ultima per attrito laterale};$$

D = diametro del palo;

q_{ub} = pressione ultima alla base del palo;

τ_{us} = tensione tangenziale ultima lungo il fusto del palo;

z_b = profondità della base del palo dal p.c. originario;

z_t = profondità della testa del palo dal p.c. originario.

In considerazione della ridotta area di base, la valutazione della capacità portante è stata effettuata prendendo in considerazione il solo contributo relativo alla portata laterale.

Il valore dell'attrito laterale limite in terreni granulari è valutato mediante l'espressione:

$$\tau_{us} = K \sigma'v \tan(\varphi),$$

dove:

K = rapporto tra pressione orizzontale e pressione verticale efficace in prossimità del palo.

$\sigma'v$ = pressione geostatica verticale efficace;

φ = angolo d'attrito;

Per pali trivellati si adotta [Reese – Wright (1977)]:

K = 0.7 in compressione

K = 0.5 in trazione

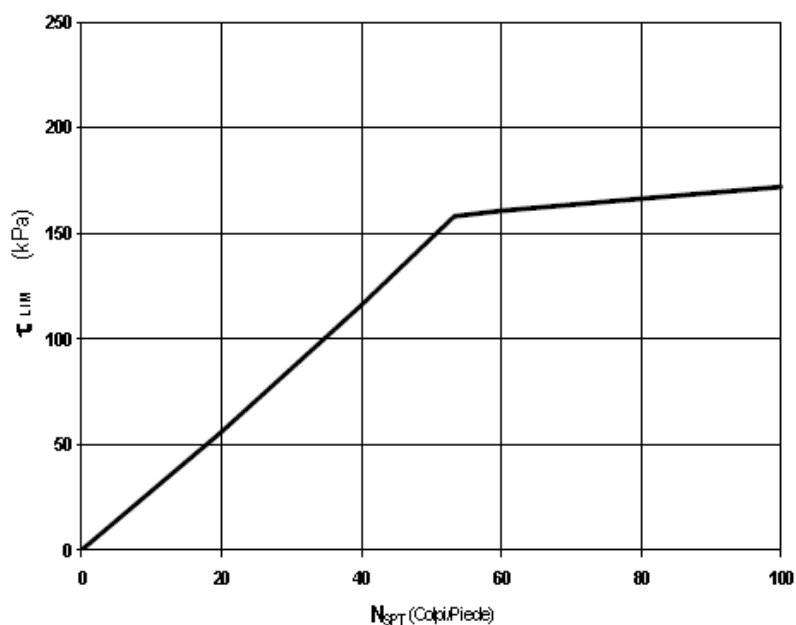
Per i pali trivellati deve essere comunque soddisfatta anche la seguente verifica:

$$\tau_{lim} \leq \tau = f(NSPT)$$

dove:

NSPT = numero di colpi/piede in prova SPT.

Nella figura seguente è illustrata la correlazione proposta da Wright e Reese tra il valore della τ_{lim} ed il valore di NSPT.



La portata laterale Q_{us} e' stata quindi calcolata con la seguente espressione:

$$Q_{us} = \pi d \int_0^L \tau_{lim} dz = \pi d K \tan \varphi \int_0^L \sigma' v dz$$

dove:

d è il diametro del bulbo; considerato uguale al diametro nominale di perforazione d , pari a 200 mm;

L è la lunghezza di ciascun tratto relativamente ai diversi terreni incontrati. Nel caso in esame la stratigrafia è uniforme.

Quindi nel caso di palo in trazione :

$$Q_{us} = \pi \cdot 0.20 \cdot 0.5 \cdot \tan 25^\circ \cdot 17 \cdot \frac{7^2}{2} = 61 \text{ kN}$$

Tenendo conto che le valutazioni sono riferite ad una singola verticale investigata per la progettazione dell'intervento, la capacità portante caratteristica viene stimata sulla base di quella calcolata applicando un coefficiente riduttivo $\xi_3 = 1.7$, quindi

$$R_{t,k} = \frac{Q_{us}}{1.7} = 35.9 \text{ kN}$$

Per quanto riguarda il palo in compressione, si assume:

$$R_{c,k} = (\pi \cdot 0.20 \cdot 0.7 \cdot \tan 25^\circ \cdot 17 \cdot \frac{7^2}{2}) / 1.7 = 50 \text{ kN}$$

Infine il valore di progetto viene calcolato a partire dal valore caratteristico applicando un coefficiente parziale differente per i pali in compressione ed in trazione. Facendo riferimento ai valori relativi alla resistenza caratteristica laterale in compressione e in trazione di pali trivellati si ha:

$$R_{c,d} = \frac{R_{c,k}}{1.15} = 43.5 \text{ kN} \quad \text{per i pali in compressione;}$$

$$R_{t,d} = \frac{R_{t,k}}{1.25} = -28.72 \text{ kN} \quad \text{per i pali in trazione;}$$

Confrontando tale valore con il valore delle sollecitazioni di calcolo, si deduce che le verifiche di stato limite ultimo sono soddisfatte, infatti:

$$E_d = 36.35 \text{ kN} < R_d = 43.5 \text{ kN} \quad \text{per i pali in compressione;}$$

$$E_d = -16.73 \text{ kN} < R_d = -28.72 \text{ kN} \quad \text{per i pali in trazione}$$

5.11. Resistenza dei pali soggetti a carico trasversale

In merito alla capacità portante orizzontale dei pali, si assume l'ipotesi di palo lungo con la sezione di testa vincolata con un incastro nel plinto (Broms, 1964). La forza orizzontale ultima H_u vale:

$$\frac{H_u}{k_p \gamma d^3} = \sqrt[3]{\left(3.676 \frac{M_y}{k_p \gamma d^4}\right)^2}$$

da cui si ricava

$$H_u = 48.90 \text{ kN}$$

Dove

γ peso di volume del terreno

d diametro del micropalo

$M_y =$ momento di plasticizzazione della sezione di armatura, calcolato come:

$$M_y = f_y * [D^3 - (D-2s)^3]/6$$

$K_p =$ coefficiente di spinta passiva

Tenendo conto della variabilità delle caratteristiche fisico – meccaniche dei terreni interessati dalle opere in esame, il valore caratteristico della resistenza viene abbattuto con un coefficiente riduttivo pari a 1.5, quindi

$$H_k = \frac{H_u}{1.5} = 32.6 \text{ kN}$$

Applicando i coefficienti parziali γ_T (tab. 6.4.VI delle NTC 08), il valore di progetto $R_{tr,d}$ della resistenza dei pali soggetti a carico trasversale vale 23 kN.

Il massimo valore della forza di taglio di progetto (V_{Ed}) agente sui micropali è pari a 7 kN

La verifica

$$V_{Ed} < R_{tr,d}$$

è pertanto soddisfatta.

5.12. *Analisi delle sollecitazioni sui micropali sottoposti a carichi trasversali*

Per analizzare le sollecitazioni agenti sul singolo micropalo sottoposto a forze trasversali taglienti si fa riferimento all'approccio utilizzato da Randolph (1981), ricavando per un palo flessibile ($lunghezza > l_c$) con l'estremità impedita di ruotare il valore del massimo momento in testa che tiene conto delle caratteristiche di resistenza del terreno e delle caratteristiche elastiche del palo.

$$M_{inc} = -0.5 \frac{0.375 H l_c}{\sqrt{\rho}}$$

dove

ρ grado di eterogeneità = 1

H forza di taglio agente = 7 kN

l_c lunghezza critica = $D \left[\frac{E_p}{G_c (1+0.75\mu)} \right]^{\frac{2}{7}} = 1.68 \text{ m}$

con

E_p = modulo di elasticità del palo = $3 \times 10^4 \text{ MPa}$

G_c = modulo di taglio alla profondità $L_c/2$

D = diametro della sezione del palo = 0.20 m

Ipotizzando, in prima approssimazione, una lunghezza critica pari a 10 D, e supponendo una variazione del modulo di taglio G con la profondità con una legge lineare:

$G = 10 + 4z \text{ MPa}$ (con z= profondità in m),

si ha

$G_c (1+0.75\mu) = (10+4 \times 2/2) (1+3 \times 0.3/4) = 17.15 \text{ MPa}$

e quindi:

$L_c = 1.68 \text{ m}$

Il momento massimo in testa al micropalo è pari a 2.205 kNm

5.13. Verifica strutturale dei micropali

Di seguito viene riportata la verifica strutturale dei tubi di armatura dei micropali con le sollecitazioni più gravose agenti.

Essi hanno le seguenti caratteristiche geometriche e di resistenza:

de = 114 mm	diametro esterno
s = 8.0 mm	spessore
di = 98.00 mm	diametro interno
A = 26.6 cm ²	area della sezione trasversale
I = 376 cm ⁴	momento d'inerzia
Wel,yy = 66 cm ³	modulo di resistenza elastico
Wpl,yy = 90 cm ³	modulo di resistenza plastico
Coeff ε = 0.81	
Classificazione della sezione	CLASSE 1

CARATTERISTICHE MECCANICHE trazione

N _{pl,R,d} = 899.3 kN	Resistenza plastica sezione lorda
N _{ed} = - 16.73 kN	azione assiale di calcolo

$$\frac{N_{ed}}{N_{pl,R,d}} \leq 1 \quad \text{verificata}$$

CARATTERISTICHE MECCANICHE compressione

N _{c,R,d} = 899.3 kN	Resistenza di calcolo compressione
N _{ed} = 36.35 kN	azione assiale di calcolo

$$\frac{N_{ed}}{N_{c,R,d}} \leq 1 \quad \text{verificata}$$

CARATTERISTICHE MECCANICHE flessione retta

M _{cR,d} = M _{pl,R,d} = 30.4 kNm	Resistenza di calcolo flessione
M _{ed} = 2.205 kNm	Massima azione di progetto

$$\frac{M_{ed}}{M_{c,R,d}} \leq 1 \quad \text{verificata}$$

CARATTERISTICHE MECCANICHE taglio

V _{cR,d} = 331 kN	Resistenza plastica sezione lorda
A _v = 1693 mm ²	Area resistente a taglio
V _{Ed} = 7 kN	Massima azione di progetto

$$\frac{V_{ed}}{V_{c,Rd}} \leq 1 \quad \text{verificata}$$

Essendo $V_{Ed} < 0.5 V_{c,Rd}$ il taglio non viene considerato nel calcolo della resistenza a flessione.

5.14. Verifica delle tensioni in condizioni di SLU

E' stata svolta un'analisi delle tensioni verificando che il micropalo più sollecitato abbia una tensione ideale inferiore a quella ammissibile secondo la relazione

$$\sqrt{\sigma_{x,Ed}^2 + \sigma_{z,Ed}^2 - \sigma_{x,Ed}\sigma_{z,Ed} + 3\tau_{x,Ed}^2} \leq f_{yd}$$

$$\text{Risultando } \sigma_{id} = \sqrt{\left(\frac{N_{Ed}}{A} + \frac{M_{,ed}}{W_{el}}\right)^2 + 3\left(\frac{T}{A_v}\right)^2} = 47.61 \text{ MPa} < f_{yd} = 338 \text{ MPa}$$

la verifica risulta soddisfatta.

6. PALI T.E. SU PALO TRIVELLATO

Come detto in premessa, accanto alla tipologia di fondazione su micropali sopra trattata, è stata altresì dimensionata una tipologia di fondazione costituita da un dado in c.a. (0.9 x 0.9 x 0.70 m) su palo trivellato di diametro pari a 600 mm di 10 m di lunghezza. Il palo T.E. è collegato al dado stesso attraverso tirafondi annegati nel getto. La fondazione è stata verificata con le stesse terne di sollecitazioni per le quali sono state verificate le fondazioni su micropali, la prima derivante dalla configurazione del tracciato filoviario in curva, la seconda per la configurazione del tracciato in rettilineo. Dette azioni sono di seguito riportate.

6.1. Azioni di calcolo alla base del palo T.E.

Configurazione tracciato in curva

$$H = 40.14 \quad \text{kN}$$

$$M = 244.95 \quad \text{kNm}$$

$$V = 13.28 \quad \text{kN}$$

Configurazione tracciato in rettilineo

$$H = 8.37 \quad \text{kN}$$

$$M = 53.80 \text{ kNm}$$

$$V = 8.96 \text{ KN}$$

Le verifiche statiche agli stati limite ultimi sono state condotte utilizzando l'approccio di progetto che prevede l'utilizzo di un'unica combinazione di gruppi di coefficienti parziali (A1+M1+R3).

6.2. Comportamento del palo in esercizio - Schema e modello di calcolo

Si schematizza il comportamento in esercizio del palo caricato ad una estremità con una forza di taglio ed un momento con una trave su suolo elastico (si ipotizza il terreno come mezzo alla Winkler). Si calcola la rigidezza delle molle equivalenti con il metodo proposto da Bowles (Fondazioni, progetto e analisi). Si analizza il problema con il metodo degli elementi finiti FEM mediante programma di calcolo FTOOL. Si tratta di un programma di analisi bi-dimensionale, sviluppato in ambito universitario, già testato dal progettista per la risoluzione di problemi analoghi a quelli in esame, dando risultati corrispondenti a quelli attesi.

Si discretizza il fusto del palo in un numero conveniente di elementi FRAME, in corrispondenza dei nodi vengono imposti dei vincoli di tipo SPRING, caratterizzati da una rigidezza K (modulo di reazione del terreno) calcolata sulla base della capacità portante del terreno (Bowles, "Fondazioni. Progetto e analisi" cap. 9.6) come:

$$K_s = q_{ult}/w \text{ (kN/m}^3\text{)}$$

dove

$$q_{ult} = \text{pressione ammissibile sul terreno} = \gamma N_q z + 0.5\gamma B N_\gamma$$

$$w = \text{spostamento trasversale ammissibile corrispondente alla resistenza ultima del terreno} = 2.5 \text{ cm}$$

Il calcolo viene svolto iterativamente, e allorché le reazioni delle molle superano la resistenza di plasticizzazione del terreno, esse vengono eliminate.

Di seguito vengono esplicitati i calcoli sopra illustrati nonché i diagrammi delle sollecitazioni derivanti dalle due condizioni di carico.

CALCOLO RIGIDENZE DEL TERRENO				
CARATTERISTICHE DEL TERRENO:				
γ' = peso specifico =	1700	daN/m ³	$Nq =$	10.66
ϕ = angolo di attrito interno =	25	°	$N \gamma =$	10.88
Kp Caquot-Kerisel =	3.46			
Calcolo delle rigidzze assiali (Bowles 1974)				
$B =$	0.6	m		
$k = 1/w * qult$				
$qult = \gamma Nq z + 1/2 \gamma B N \gamma$	Assumendo uno spostamento massimo di 0.025 m:			
$k = (\gamma Nq z + 1/2 \gamma B N \gamma) * 1/0,025$		daN/m ³		
	$Z(m)$	$k; daN/m^3$	$k; daN/m$	
K1	0.50	584392	350635.2	
K2	1.50	1309272	785563.2	
K3	2.50	2034152	1220491.2	
K4	3.50	2759032	1655419.2	
K5	4.50	3483912	2090347.2	
K6	5.50	4208792	2525275.2	
K7	6.50	4933672	2960203.2	
K8	7.50	5658552	3395131.2	
K9	8.50	6383432	3830059.2	
K10	9.50	7108312	4264987.2	
CALCOLO RESISTENZE DI PLASTICIZZAZIONE				
$Rp = D \gamma Kp z$				
	$Z(m)$	$Rp; (daN)$		
	0.5	1765		
	1.5	5294		
	2.5	8823		
	3.5	12352		
	4.5	15881		
	5.5	19411		
	6.5	22940		
	7.5	26469		
	8.5	29998		
	9.5	33527		

6.3. Calcolo delle sollecitazioni

Vincoli e carichi; condizione 1

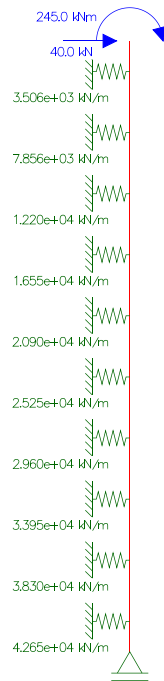


Diagramma del momento

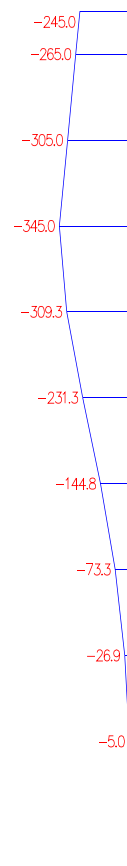
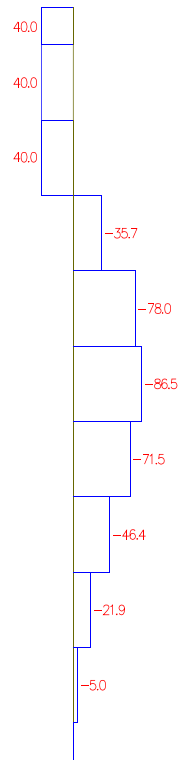


Diagramma del taglio



Vincoli e carichi; condizione 2

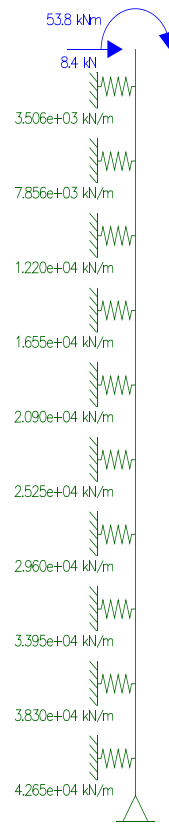


Diagramma del momento

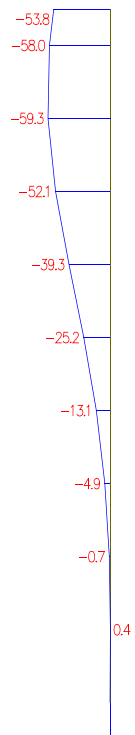
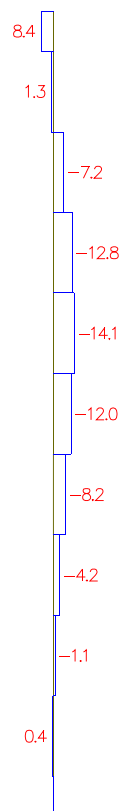


Diagramma del taglio



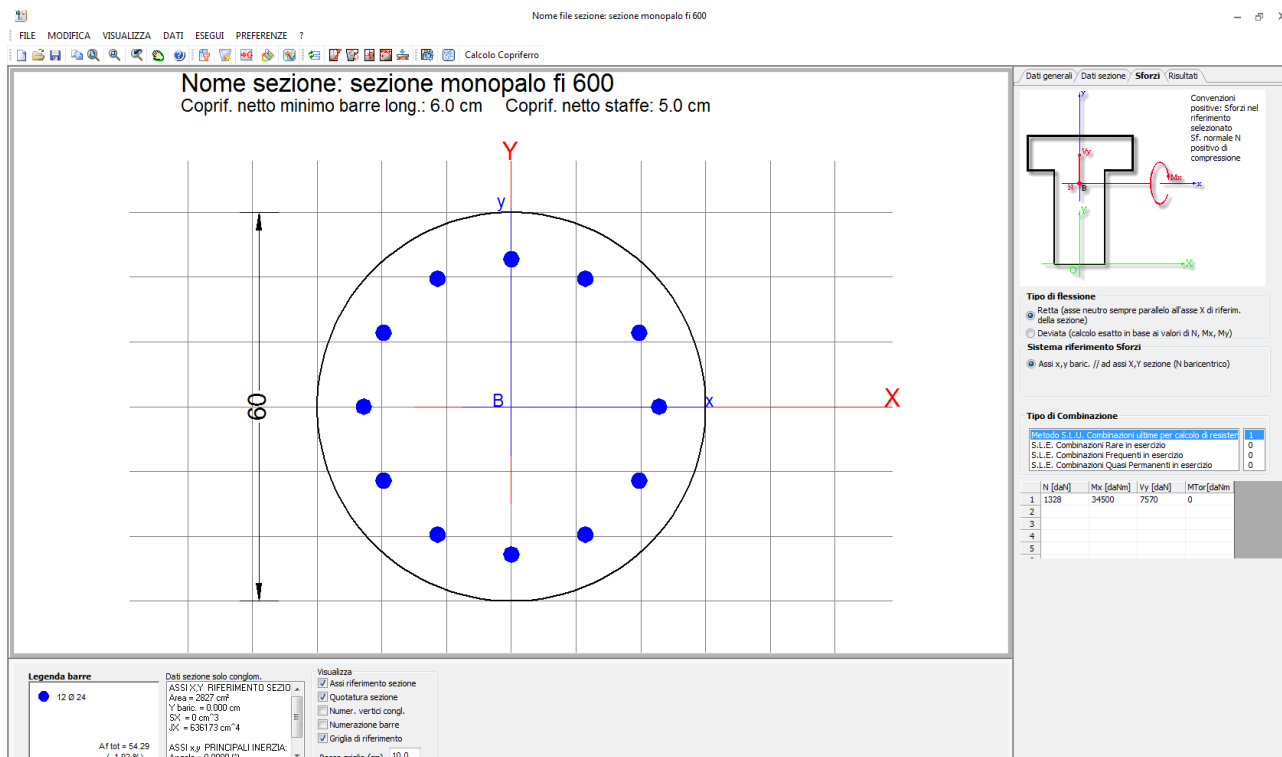
6.4. Verifica strutturale del palo

La verifica viene svolta con il programma RC-SEC della GEOSTRU.

N. licenza:

31495043456B4D5161757474445873766C72415155796A68453168597744454C57455068533334
334B51615A5842615547356E736B77413D

Per la prima condizione di carico si verifica un palo armato con 12 ϕ 24 e staffe ϕ 8 passo 9.



DATI GENERALI SEZIONE IN C.A.

NOME SEZIONE: sezione monopalo fi 600 - cond_1

Descrizione Sezione:	Stati Limite Ultimi
Metodo di calcolo resistenza:	N.T.C.
Normativa di riferimento:	Sezione predefinita
Tipologia sezione:	Circolare
Forma della sezione:	A Sforzo Norm. costante
Percorso sollecitazione:	Assi x,y principali d'inerzia
Riferimento Sforzi assegnati:	Zona sismica (CD'B')
Riferimento alla sismicità:	In zona critica
Posizione sezione nell'asta:	

CARATTERISTICHE DI RESISTENZA DEI MATERIALI IMPIEGATI

CALCESTRUZZO -	Classe:	C25/30
	Resistenza compress. di calcolo fcd:	141.60 daN/cm ²
	Resistenza compress. ridotta fcd':	70.80 daN/cm ²
	Deform. unitaria max resistenza ec2:	0.0020
	Deformazione unitaria ultima ecu:	0.0035
	Diagramma tensioni-deformaz.:	Parabola-Rettangolo

	Modulo Elastico Normale Ec:	314750	daN/cm ²
	Resis. media a trazione fctm:	25.60	daN/cm ²
ACCIAIO -	Tipo:	B450C	
	Resist. caratt. a snervamento fyk:	4500.0	daN/cm ²
	Resist. caratt. a rottura ftk:	4500.0	daN/cm ²
	Resist. a snerv. di calcolo fyd:	3913.0	daN/cm ²
	Resist. ultima di calcolo ftd:	3913.0	daN/cm ²
	Deform. ultima di calcolo Epu:	0.068	
	Modulo Elastico Ef:	2000000	daN/cm ²
	Diagramma tensioni-deformaz.:	Bilineare finito	

CARATTERISTICHE GEOMETRICHE ED ARMATURE SEZIONE

Diametro sezione:	60.0	cm
Barre circonferenza:	12Ø24	(54.3 cm ²)
Coprif.(dal baric. barre):	7.0	cm

ST.LIM.ULTIMI - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N	Sforzo normale [daN] applicato nel baricentro (posit. se di compress.)			
Mx	Momento flettente [daNm] intorno all'asse x baric. della sezione con verso positivo se tale da comprimere il lembo sup. della sezione			
Vy	Taglio [daN] in direzione parallela all'asse y baric. della sezione			
MT	Momento torcente [daN m]			
N°Comb.	N	Mx	Vy	MT
1	1328	34500	7570	0

RISULTATI DEL CALCOLO

Sezione verificata per tutte le combinazioni assegnate

Copriferro netto minimo barre longitudinali:	5.8	cm
Interferro netto minimo barre longitudinali:	9.5	cm
Copriferro netto minimo staffe:	5.0	cm

METODO AGLI STATI LIMITE ULTIMI - RISULTATI PRESSO-TENSO FLESSIONE

Ver	S = combinazione verificata / N = combin. non verificata
N	Sforzo normale [daN] applicato nel Baricentro (positivo se di compressione)
Mx	Momento flettente assegnato [daNm] riferito all'asse x baricentrico
N ult	Sforzo normale ultimo [daN] nella sezione (positivo se di compress.)
Mx ult	Momento flettente ultimo [daNm] riferito all'asse x baricentrico
Mis.Sic.	Misura sicurezza = rapporto vettoriale tra (N ult,Mx ult) e (N,Mx) Verifica positiva se tale rapporto risulta >=1.000
Yneutro	Ordinata [cm] dell'asse neutro a rottura nel sistema di rif. X,Y,O sez.
Mx sn.	Momento flettente allo snervamento [daNm]
x/d	Rapp. di duttilità a rottura per sole travi (N = 0)
C.Rid.	Coeff. di riduz. momenti in travi continue [formula (4.1.1)NTC]
As Tesa	Area armature long. [cm ²] in zona tesa per sole travi (l'area minima ex (4.1.43)NTC è indicata tra parentesi)

N°Comb	Ver	N	Mx	N ult	Mx ult	Mis.Sic.	Yn	M sn	x/d	C.Rid.	As Tesa
1	S	1328	34500	1326	41413	1.200	11.5	29837	---	---	---

METODO AGLI STATI LIMITE ULTIMI - DEFORMAZIONI UNITARIE ALLO STATO ULTIMO

ec max	Deform. unit. massima del conglomerato a compressione
ec 3/7	Deform. unit. del conglomerato nella fibra a 3/7 dell'altezza efficace
Yc max	Ordinata in cm della fibra corrisp. a ec max (sistema rif. X,Y,O sez.)
es min	Deform. unit. minima nell'acciaio (negativa se di trazione)
Ys min	Ordinata in cm della barra corrisp. a es min (sistema rif. X,Y,O sez.)
es max	Deform. unit. massima nell'acciaio (positiva se di compressione)
Ys max	Ordinata in cm della barra corrisp. a es max (sistema rif. X,Y,O sez.)

N°Comb	ec max	ec 3/7	Yc max	es min	Ys min	es max	Ys max
--------	--------	--------	--------	--------	--------	--------	--------

1 0.00350 -0.00136 30.0 0.00218 23.0 -0.00653 -23.0

ARMATURE A TAGLIO E/O TORSIONE DI INVILUPPO PER TUTTE LE COMBINAZIONI ASSEGNATE

Diametro staffe: 8 mm
 Passo staffe: 8.9 cm [Passo massimo di normativa = 19.2 cm]
 N.Bracci staffe: 2
 Area staffe/m : 11.3 cm²/m [Area Staffe Minima NTC = 11.2 cm²/m]

METODO AGLI STATI LIMITE ULTIMI - VERIFICHE A TAGLIO

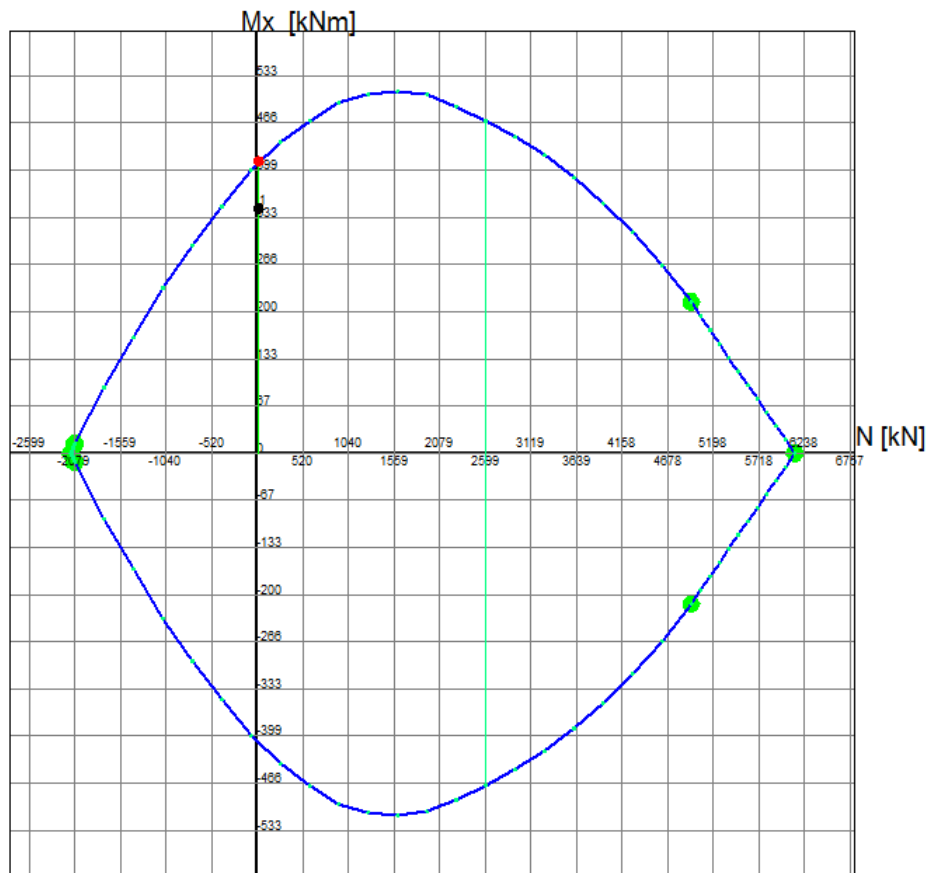
Ver S = comb.verificata a taglio-tors./ N = comb. non verificata
 Vsdu Taglio agente [daN] uguale al taglio Vy di comb.
 Vrd Taglio resistente [daN] in assenza di staffe [formula (4.1.14)NTC]
 Vcd Taglio compressione resistente [daN] lato conglomerato [formula (4.1.19)NTC]
 Vwd Taglio trazione resistente [daN] assorbito dalle staffe [formula (4.1.18)NTC]
 bw Larghezza minima [cm] sezione misurata parallelam. all'asse neutro
 Teta Angolo [gradi sessadec.] di inclinazione dei puntoni di conglomerato
 Acw Coefficiente maggiorativo della resistenza a taglio per compressione
 OMst Rapporto meccanico di armatura staffe+legaure nella sola direzione del taglio di cui alla (7.4.28)NTC (tra parentesi vi è il valore del rapporto meccanico minimo di normativa)

N°Comb	Ver	Vsdu	Vrd	Vcd	Vwd	bw	Teta	Acw	OMst
1	S	7570	13930	52791	44407	53.6	21.80	1.003	0.081(0.080)

DOMINIO INTERAZIONE N-Mx (STATI LIMITE ULTIMI) (N baricentrico)

Nome Sezione: sezione monopalo fi 600

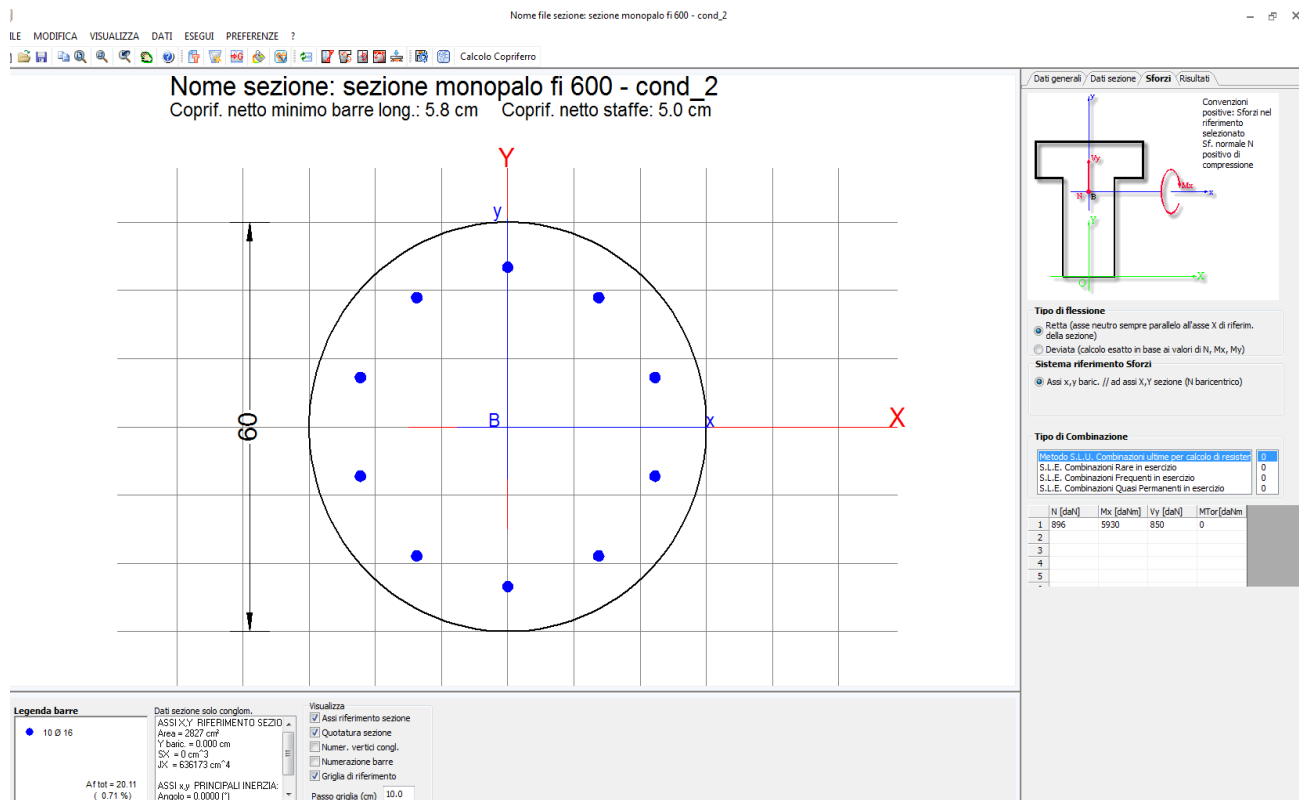
Percorso File: \\mfile1\OPC\0000_CARTELLE_PERSONALI_OP\PC\ADINOLFNI tratta funzionale\sezione monopalo fi 600.sez



Passo Momenti Mx griglia = 67 kNm

Passo Sforzo Normale N = 520 kN

Per la seconda condizione di carico, si verifica un palo armato con 10 ϕ 16 e staffe ϕ 8 passo 11.5.



DATI GENERALI SEZIONE IN C.A.

NOME SEZIONE: sezione monopalo fi 600 - cond_2

Descrizione Sezione:	Stati Limite Ultimi
Metodo di calcolo resistenza:	N.T.C.
Normativa di riferimento:	Sezione predefinita
Tipologia sezione:	Circolare
Forma della sezione:	A Sforzo Norm. costante
Percorso sollecitazione:	Asi x,y principali d'inerzia
Riferimento Sforzi assegnati:	Zona sismica (CD'B')
Riferimento alla sismicità:	In zona critica
Posizione sezione nell'asta:	

CARATTERISTICHE DI RESISTENZA DEI MATERIALI IMPIEGATI

CALCESTRUZZO -	Classe:	C25/30	
	Resistenza compress. di calcolo fcd:	141.60	daN/cm ²
	Resistenza compress. ridotta fcd':	70.80	daN/cm ²
	Deform. unitaria max resistenza ec2:	0.0020	
	Deformazione unitaria ultima ecu:	0.0035	
	Diagramma tensioni-deformaz.:	Parabola-Rettangolo	
	Modulo Elastico Normale Ec:	314750	daN/cm ²
Resis. media a trazione fctm:	25.60	daN/cm ²	
ACCIAIO -	Tipo:	B450C	
	Resist. caratt. a snervamento fyk:	4500.0	daN/cm ²
	Resist. caratt. a rottura ftk:	4500.0	daN/cm ²
	Resist. a snerv. di calcolo fyd:	3913.0	daN/cm ²
	Resist. ultima di calcolo ftd:	3913.0	daN/cm ²
	Deform. ultima di calcolo Epu:	0.068	
Modulo Elastico Ef:	2000000	daN/cm ²	
Diagramma tensioni-deformaz.:	Bilineare finito		

CARATTERISTICHE GEOMETRICHE ED ARMATURE SEZIONE

Diametro sezione:	60.0	cm
Barre circonferenza:	10Ø16	(20.1 cm ²)
Coprif.(dal baric. barre):	6.6	cm

ST.LIM.ULTIMI - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N	Sforzo normale [daN] applicato nel baricentro (posit. se di compress.)			
Mx	Momento flettente [daNm] intorno all'asse x baric. della sezione con verso positivo se tale da comprimere il lembo sup. della sezione			
Vy	Taglio [daN] in direzione parallela all'asse y baric. della sezione			
MT	Momento torcente [daN m]			
N°Comb.	N	Mx	Vy	MT
1	896	5930	850	0

RISULTATI DEL CALCOLO

Sezione verificata per tutte le combinazioni assegnate

Copriferro netto minimo barre longitudinali:	5.8	cm
Interferro netto minimo barre longitudinali:	12.9	cm
Copriferro netto minimo staffe:	5.0	cm

METODO AGLI STATI LIMITE ULTIMI - RISULTATI PRESSO-TENSO FLESSIONE

Ver	S = combinazione verificata / N = combin. non verificata										
N	Sforzo normale [daN] applicato nel Baricentro (positivo se di compressione)										
Mx	Momento flettente assegnato [daNm] riferito all'asse x baricentrico										
N ult	Sforzo normale ultimo [daN] nella sezione (positivo se di compress.)										
Mx ult	Momento flettente ultimo [daNm] riferito all'asse x baricentrico										
Mis.Sic.	Misura sicurezza = rapporto vettoriale tra (N ult,Mx ult) e (N,Mx) Verifica positiva se tale rapporto risulta >=1.000										
Yneutro	Ordinata [cm] dell'asse neutro a rottura nel sistema di rif. X,Y,O sez.										
Mx sn.	Momento flettente allo snervamento [daNm]										
x/d	Rapp. di duttilità a rottura per sole travi (N = 0)										
C.Rid.	Coeff. di riduz. momenti in travi continue [formula (4.1.1)NTC]										
As Tesa	Area armature long. [cm ²] in zona tesa per sole travi (l'area minima ex (4.1.43)NTC è indicata tra parentesi)										
N°Comb	Ver	N	Mx	N ult	Mx ult	Mis.Sic.	Yn	M sn	x/d	C.Rid.	As Tesa
1	S	896	5930	880	17896	3.018	17.4	12549	---	---	---

METODO AGLI STATI LIMITE ULTIMI - DEFORMAZIONI UNITARIE ALLO STATO ULTIMO

ec max	Deform. unit. massima del conglomerato a compressione						
ec 3/7	Deform. unit. del conglomerato nella fibra a 3/7 dell'altezza efficace						
Yc max	Ordinata in cm della fibra corrisp. a ec max (sistema rif. X,Y,O sez.)						
es min	Deform. unit. minima nell'acciaio (negativa se di trazione)						
Ys min	Ordinata in cm della barra corrisp. a es min (sistema rif. X,Y,O sez.)						
es max	Deform. unit. massima nell'acciaio (positiva se di compressione)						
Ys max	Ordinata in cm della barra corrisp. a es max (sistema rif. X,Y,O sez.)						
N°Comb	ec max	ec 3/7	Yc max	es min	Ys min	es max	Ys max
1	0.00350	-0.00362	30.0	0.00167	23.4	-0.01129	-23.4

LARGHEZZA MINIMA hc [cm] DEL PILASTRO DI APPOGGIO PER EVITARE LO SCORRIMENTO DELLE BARRE [eq(7.4.26) NTC]

Diametro barre superiori:	16	mm
Ro:	0.0014	% area tesa barre superiori
Ro':	0.0071	% area barre inferiori compresse
v	0.00-0.50	sforzo assiale normalizzato nel pilastro = N/(fcd*Ac)

hc(v=0.00) hc(v=0.05) hc(v=0.10) hc(v=0.15) hc(v=0.20) hc(v=0.25) hc(v=0.30) hc(v=0.40) hc(v=0.50)

Nodo interno	115	110	106	102	99	96	93	86	82
Nodo esterno	33	32	31	30	29	28	27	25	24

ARMATURE A TAGLIO E/O TORSIONE DI INVILUPPO PER TUTTE LE COMBINAZIONI ASSEGNATE

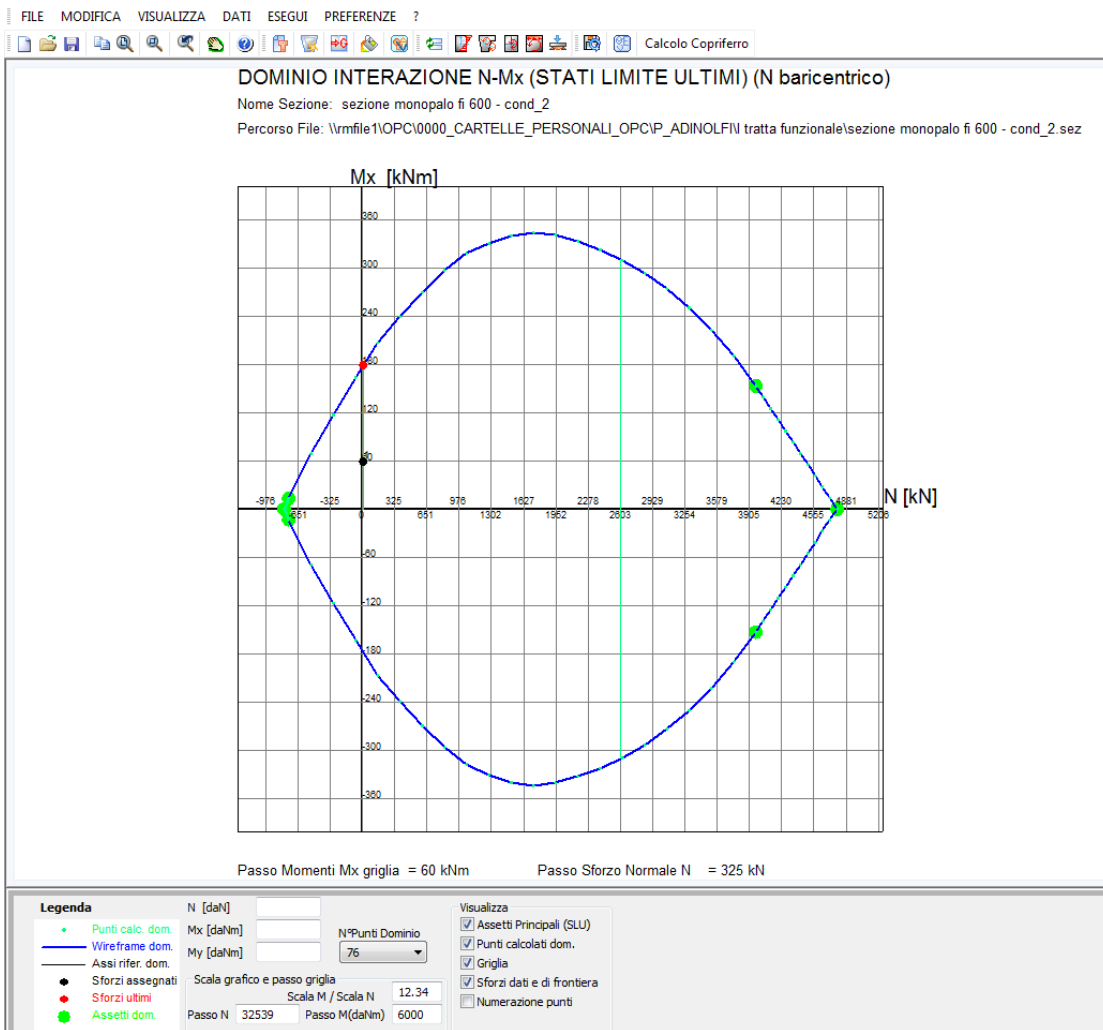
Diametro staffe:	8	mm	
Passo staffe:	11.5	cm	[Passo massimo di normativa = 11.8 cm]
N.Bracci staffe:	2		
Area staffe/m :	8.7	cm ² /m	[Area Staffe Minima NTC = 7.1 cm ² /m]

METODO AGLI STATI LIMITE ULTIMI - VERIFICHE A TAGLIO

Ver	S = comb.verificata a taglio-tors./ N = comb. non verificata
Vsdu	Taglio agente [daN] uguale al taglio Vy di comb.
Vrd	Taglio resistente [daN] in assenza di staffe [formula (4.1.14)NTC]
Vcd	Taglio compressione resistente [daN] lato conglomerato [formula (4.1.19)NTC]
Vwd	Taglio trazione resistente [daN] assorbito dalle staffe [formula (4.1.18)NTC]
bw	Larghezza minima [cm] sezione misurata parallelam. all'asse neutro
Teta	Angolo [gradi sessadec.] di inclinazione dei puntoni di conglomerato
Acw	Coefficiente maggiorativo della resistenza a taglio per compressione
Ast	Area staffe/metro strettamente necessaria per taglio e torsione [cm ² /m]

N°Comb	Ver	Vsdu	Vrd	Vcd	Vwd	bw	Teta	Acw	ASt
1	S	850	9886	48819	36224	47.2	21.80	1.000	0.2

Nome file sezione: sezione monopalo fi 600 - cond_2



6.5. Verifica allo SLU (collasso per carico limite orizzontale)

Si prende in esame la sola condizione di carico relativa al tracciato filoviario in curva, essendo, nel caso in rettilineo, l'azione trasversale di gran lunga inferiore.

La verifica allo SLU sotto azioni orizzontali è stata eseguita in accordo alla teoria proposta da Broms (1964a,b) con l'ipotesi di testa del palo libera di ruotare. In condizioni drenate si assume che la resistenza opposta dal terreno alla traslazione del palo vari linearmente con la profondità:

$$p = 3k\gamma z d$$

in cui, K_p è il coefficiente di spinta passiva, z è la profondità dal piano campagna, γ è il peso di unità di volume del terreno (pari a γ' nel caso in cui il terreno sia sotto falda). I meccanismi di rottura del complesso palo-terreno sono condizionati dalla lunghezza del palo, dal momento di plasticizzazione M_y della sezione del palo e dalla resistenza esercitata dal terreno. I possibili meccanismi di rottura, nel caso di terreni incoerenti e palo libero liberi di ruotare in testa, sono indicati come "palo corto" e "lungo" e corrispondono rispettivamente alla condizione in cui non si raggiunge M_y in nessuna sezione del palo o che M_y sia raggiunto in una sezione lungo il fusto del palo. Facendo ricorso a semplici equazioni di equilibrio alla rotazione, è possibile calcolare il carico limite orizzontale corrispondente ai due meccanismi di rottura (Viggiani; "Fondazioni", cap. 13.2):

$$H = k_p \gamma d^3 \left(\frac{L}{d}\right)^3 \left(\frac{d}{2L}\right) \quad \text{palo corto}$$

$$\frac{H}{k_p \gamma d^3} 0.544 \sqrt{\frac{H}{k_p \gamma d^3}} = \frac{M_y}{k_p \gamma d^4} \quad \text{palo lungo}$$

in cui d ed L sono rispettivamente diametro e lunghezza del palo.

Nel primo meccanismo di rottura, H è funzione dei parametri di resistenza al taglio del terreno e della geometria (d , L), nel secondo, invece, H non è influenzato da L , purchè questa assuma almeno il valore per cui $M_{\max} = M_y$. Essendo $M_y = 392$ kN m (Viggiani; "Fondazioni", tab. 13.12), entrando nell'abaco di fig. 13.27 del testo sopra citato, risulta che la lunghezza del palo è superiore a quella minima per cui $M_y = M_{\max}$. Il comportamento a rottura del palo in esame è pertanto di palo lungo ed il valore risulta pari a :

$$H_{ult} = 235 \text{ kN.}$$

Per dimostrare che la fondazione è in grado di sopportare il carico di progetto con un adeguato margine di sicurezza nei confronti dello stato limite, in accordo alle NTC-08, deve verificarsi:

$$F_{tr,d} \leq R_{tr,d}$$

dove $F_{tr,d}$ è il valore di progetto del carico trasversale agente sul palo mentre $R_{tr,d}$ è il valore di progetto della capacità portante per carichi trasversali.

Le verifiche sono state eseguite in accordo all'approccio (A1+M1+R3).

Il valore della resistenza di progetto è ricavato quindi da quello caratteristico attraverso la:

$$R_{tr,d} = \frac{R_{tr,k}}{\gamma_t}$$

dove γ_T è il coefficiente parziale di tab. 6.4.VI delle NTC 08. Tenendo conto della variabilità delle caratteristiche fisico – meccaniche dei terreni interessati dalle opere in esame, il valore caratteristico della resistenza viene altresì abbattuto con un coefficiente riduttivo pari a 1.5, quindi

$$R_{tr,d} = \frac{235}{1.5 \times 1.3} = 120 \text{ kN}$$

Applicando i coefficienti parziali, pertanto, il valore di progetto $R_{tr,d}$ della resistenza dei pali soggetti a carico trasversale vale 120 kN.

Il massimo valore della forza di taglio di progetto ($F_{tr,d}$) agente sul palo è pari a 86.5 kN

La verifica

$$F_{tr,d} \leq R_{tr,d}$$

è pertanto soddisfatta.