

3.3

PROGETTO STRUTTURE

Relazione geotecnica

Comune di Castro
Provincia di Bergamo

**Riqualificazione di un tratto di lungolago
compreso tra piazza del Porto e la nuova "area feste".**

PROGETTO DEFINITIVO

Castro, 1 ottobre 2018

Progetto architettonico

Studio associato architetti
Alberto Marini e Giuseppe Morina
via Garibaldi 18 - 24063 Castro (BG)
tel-fax 035-983320
e-mail: mariniemorina@tiscali.it

in collaborazione con

Arch. Maurilio Ronchetti
via Cavour 6/B
24060 Sovere (BG)
tel. 035-0295267
e-mail: info@maurilioronchetti.it

Progetto strutturale:

Studio tecnico di ingegneria
dr. Ing. Dario Catalini
via Santa Marla 5
24065 Lovere (BG)
tel. 035-961633
e-mail: dariocatalini@gmail.com

2018

**PROVINCIA DI BERGAMO
COMUNE DI CASTRO**

Committente

Comune di Castro

Ufficio Tecnico – Edilizia Pubblica

Ing. Rocchini Luisa

Via Matteotti, n.45

24063 Castro

Commessa 864/18

Report n.182430 – agg01

03/10/2018



GEOLAB SRL

Via cernaia 24, Brescia

tel 030 3543925

fax 030 3532405

e-mail: geolab@geolab.bs.it

sito internet: www.geolab.bs.it

Laboratorio prove materiali,
consulenza geologica e geotecnica.

Calcestruzzi, acciai e conglomerati
bituminosi, terreni di fondazione,
prove in sito.

Laboratorio autorizzato dal ministero
dei lavori pubblici ai sensi della legge
n.1086/71. sistema certificato uni en
9001/94.

**RELAZIONE GEOTECNICA “R2” (RIF. 6.2.2
DM 17/01/18) PROPEDEUTICA AL
PROGETTO DI RIQUALIFICA DEL PERCORSO
PEDONALE LUNGOLAGO DI VIA ROMA**

*PROGETTO DEFINITIVO - VERIFICHE GEOTECNICHE DEI
SISTEMI DI FONDAZIONE PRELIMINARI*

Sommario

1	Premessa.....	3
1.1	Documentazione precedente di riferimento	3
2	Localizzazione dell'area	3
3	Sintesi della proposta progettuale	4
4	Modello geotecnico	6
5	Entità dell'azione sismica e parametri sismici caratteristici	6
6	Progetto di fondazioni su pali (NTC§6.4.3).....	8
6.1	Schema esecutivo del micropalo Radice.....	9
6.2	Piastra di collegamento delle teste dei pali	9
7	Approccio progettuale	10
7.1	Verifiche agli stati limite ultimi SLU	10
7.2	Verifiche agli stati limite di esercizio (SLE).....	11
8	Azioni di progetto	11
9	Determinazione delle resistenze	12
9.1	Resistenza di progetto del singolo micropalo.....	12
9.2	Resistenza di progetto della palificata	15
10	Verifica delle fondazioni su pali	16
11	Risultati delle verifiche	18
12	Conclusioni.....	19

1 Premessa

Il presente lavoro è stato commissionato dal Comune di Castro con Determinazione Area Tecnica n.33 del 30/07/2018, con lo scopo di indagare e definire le caratteristiche geologiche e geotecniche dei terreni di fondazione del lungolago di via Roma, dove sono previsti interventi di riqualifica con realizzazione di una nuova passerella pedonale. Con riferimento a questa ipotesi è stato condotto il presente studio secondo quanto indicato nel DM 17/01/2018 "Aggiornamento delle Norme Tecniche per le Costruzioni", e nel D.G.R. Lombardia IX 2616/2011 che prevede di individuare:

1. modellazione geotecnica (§ 6.2.2 – NTC) anche ai fini sismici (§ 7.11.2 – NTC);
2. verifiche della sicurezza e delle prestazioni in condizioni statiche (§ 6.2.3 – NTC), con particolare riguardo alle opere di fondazione (§ 6.4 – NTC);
3. progettazione per azioni sismiche (§ 3.2.2 e §3.2.3 NTC).

1.1 Documentazione precedente di riferimento

Per l'elaborazione della presente relazione ci si è riferiti alla Relazione Geologica "R1" (rif. 6.2.1 DM 17/01/18) e "R3" (rif. DGR ix/2616/2011 p.to4) dell'Agosto 2018 che è propedeutica e complementare alla presente relazione di verifica geotecnica.

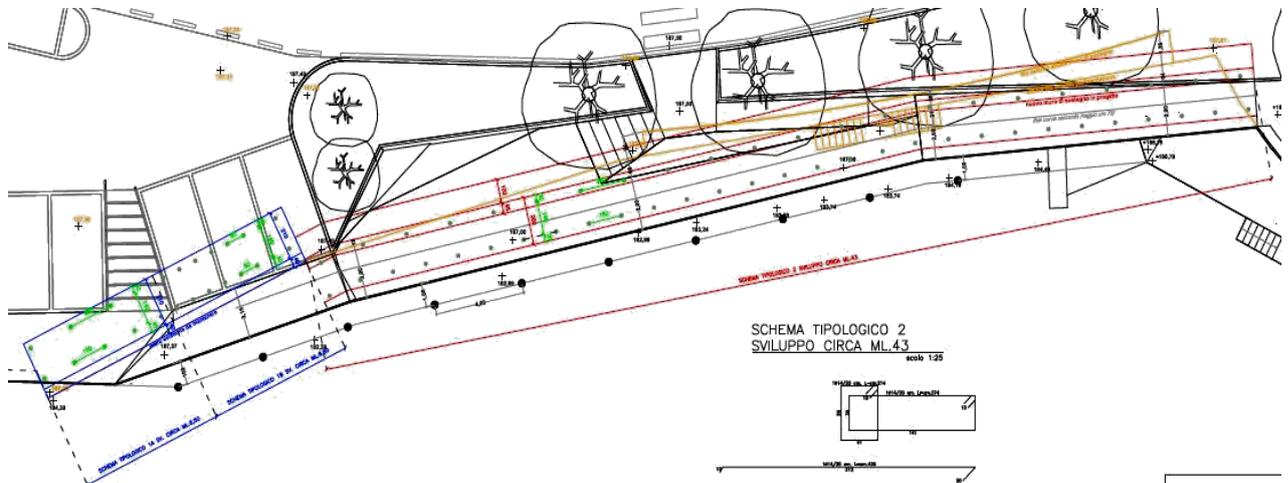
2 Localizzazione dell'area

L'area in oggetto è posta nella porzione fronte lago dell'abitato di Castro che si affaccia sul Lago d'Iseo sponda bergamasca settore Nord. In particolare trattasi di un area ricompresa nel perimetro urbanizzato con relative infrastrutture al servizio del sistema viario. L'area è individuabile nell'estratto dell'ortofoto riportato di seguito.



3 Sintesi della proposta progettuale

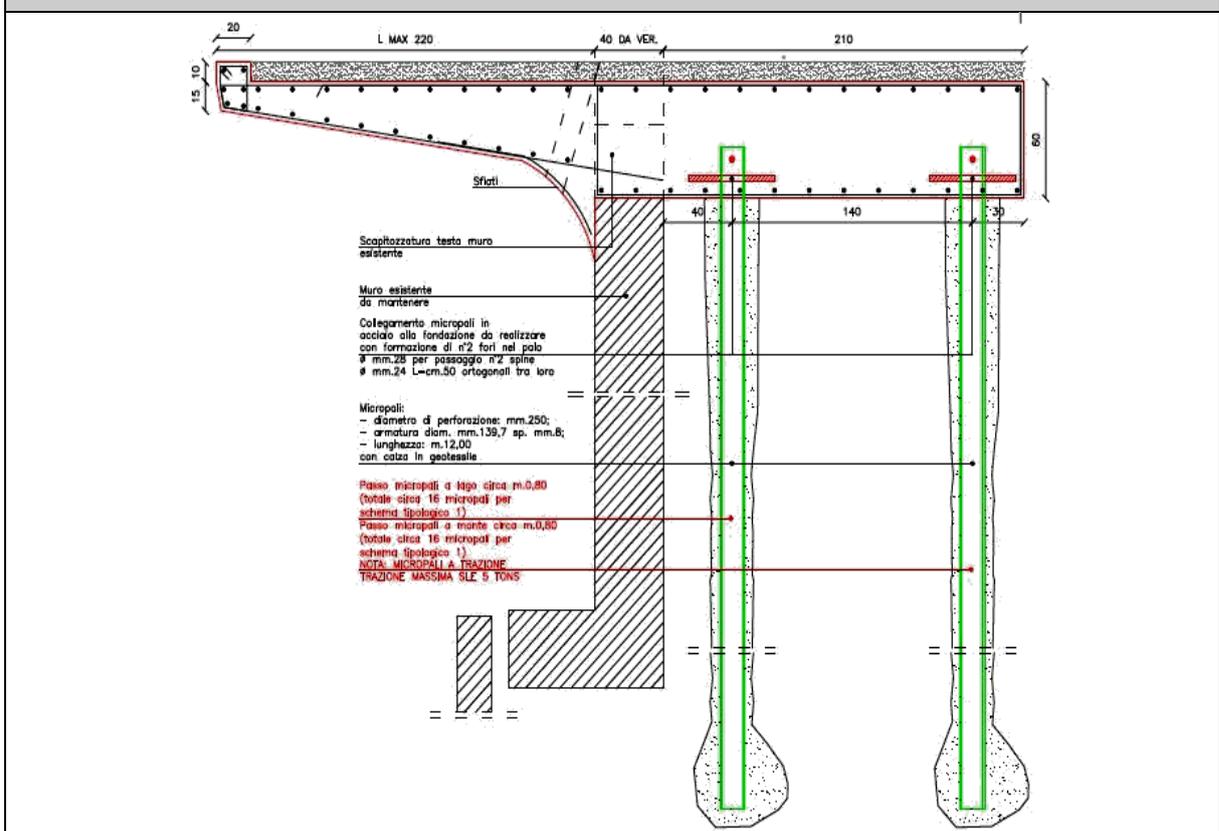
Si richiama di seguito l'ipotesi di progetto della tavola unica "Planimetria di progetto e schemi tipologici" a cui si rimanda per maggiori dettagli.



Nella tavola citata si prevedono 3 schemi tipologici:

Schema tipologico 1a e 1b con sviluppo di circa 6.5+6.5m lineari dove la nuova passerella pedonale è ipotizzata con fondazioni profonde costituite da Micropali intestati nella soletta di fondazione a quota piano calpestio / quota strada ovvero ≈ 187 .m slm.

SEZIONI TIPOLOGICA1



Micropali tipo Radice gettati in opera in unica soluzione [IGU] con calza geotessile

Disposti in doppia fila interasse 1.40m e passo 1.5mfila1 / 2.0mfila2 per un totale di 29+22 micropali con incastro perfetto della testa palo nella soletta rigida in c.a. sp.50cm

Diametro di perforazione	250 mm
Armatura	∅139.7mm sp. 8mm
Lunghezza	12.0m

4 Modello geotecnico

Il modello stratigrafico e geotecnico del sito è quello elaborato nella Relazione Geologica "R1" (rif. 6.2.1 DM 17/01/18) e "R3" (rif. DGR ix/2616/2011 p.to4) propedeutica e complementare alla presente relazione di verifica geotecnica

Le risultanze di prova e i dati stratigrafici, confermano le evidenze bibliografiche e mettono in evidenza che al di sotto del piano di appoggio dell'attuale muro fronte lago vi sia la presenza di una unità geotecnica statisticamente omogenea così caratterizzabili:

- *DEPOSITO ALLUVIONALE PREVALENTEMENTE GHIAIOSO*, di spessore >20m, quindi maggiore del volume d'interesse, e può essere rappresentato dai seguenti parametri geotecnici caratteristici;

<i>Massa Volumica</i> γ [kN/m ³]	<i>Densità relativa</i> D_r (%)	<i>Ang. di res al taglio</i> φ' (°)	<i>Coesione</i> c' [kPa]	<i>Modulo elastico</i> Me [MPa]	<i>K di Winkler</i> K kg/cm ³
19	35	30	0	15	0.8(*)

(*) per condizioni sature con valori di $N_{30} = 11$ $D_r \approx 37\%$ e ipotizzando una fondazione di 1,8m

Nota: i parametri come sopra rappresentati sono coerenti con i risultati delle indagini illustrate nella relazione geotecnica relativa ai "Lavori di riqualificazione di Viale Roma lotto 2" a cura di Geo.Te.C. studio associato del 2007 (rif, §3.2 caratterizzazione geotecnica pag.7)

5 Entità dell'azione sismica e parametri sismici caratteristici

La Carta della Pericolosità Sismica del territorio nazionale (rif. INGV anno 2006) evidenzia, per il territorio di Castro, un valore di a_g atteso compreso tra 0,100 e 0,125g, mentre il recente D.G.R. Lombardia n.X/2129 del 2014, che ha riclassificato i territori della regione, individua per il territorio di Castro un valore di a_g atteso di 0,113465 corrispondente alla zona sismica 3 e compatibile con l'intervallo indicato nella carta INGV 2006.

Tuttavia la "pericolosità sismica di base" è definita in termini di accelerazione orizzontale massima attesa a_g in condizioni di campo libero su sito di riferimento rigido (categoria A), con

superficie topografica orizzontale (categoria T1).

Nel caso in esame sono stati evidenziati degli effetti di sito o di amplificazione sismica locale dovuti ad effetti di amplificazione litologica: Z4a - Zona pedemontana di falda di detrito, conoide alluvionale e conoide deltizio lacustre.

L'amplificazione litologica dipende dalla categoria di suolo ovvero dalla velocità media di propagazione delle onde sismiche di Taglio (V_s) della porzione di terreno sopra il basamento roccioso ovvero in assenza di questo dei primi 30m al di sotto della quota d'imposta delle fondazioni. Queste (V_{s30}) in ultima analisi, sono correlate alla natura dei terreni e dei depositi ed al loro grado di addensamento.

Verifica del fattore di amplificazione stratigrafica: per il caso in esame le evidenze dell'approfondimento di II° livello sito specifico, inerente l'indagine MASW eseguito all'uopo, ottengono un parametro V_{s30eq} pari a 505m/s ascrivibile ad una classe di suolo B ma con un valore del fattore di amplificazione calcolato [FaC] che è superiore al Fa soglia [FaS] nell'intervallo 0.1-0.5s; pertanto la normativa nazionale non è sufficiente a descrivere i possibili effetti di amplificazione stratigrafica applicando gli spettri di elastici calcolati per un terreno di categoria B, mentre la normativa nazionale risulta sufficientemente cautelativa applicando gli spettri elastici calcolati per un terreno di categoria C.

Verifica del fattore di amplificazione topografica: l'analisi del profilo del terreno su cui è inserita l'opera in oggetto non evidenzia alcun pendio, per cui la categoria topografica propria del sito è T2 [$i > 15^\circ$ - sommità versante $H > 30m$] con fattore di amplificazione topografica $St = 1.2$.

Parametri sismici: Attraverso il programma Geostru PS [<http://www.geostru.com/geoapp/parametri-sismici.aspx>] sono calcolati secondo le NTC'18 i parametri sismici (a_g , F_0 e TC. *) per gli stati limite SLO, SLD, SLV, SLC, ed i coefficienti sismici (k_h , k_v) orizzontali e verticali per delle fondazioni.

Classe d'uso edificio: III. Costruzioni il cui uso preveda affollamenti significativi

Vita nominale: ≥ 50 anni Opere ordinarie.

Coefficiente di utilizzo $C_u = 1.5$

Periodo di riferimento per l'azione sismica 75 anni

PARAMETRI SISMICI PER GLI STATI LIMITE

Stato limite	Tr [anni]	a_g [g]	F_0	T*C [s]
Operatività (SLO)	45	0,041	2,469	0,215
Danno (SLD)	75	0,052	2,454	0,235
Salvaguardia vita (SLV)	712	0,127	2,474	0,285
Prevenzione collasso (SLC)	1462	0,161	2,504	0,294

Dove:

Tr = periodi di ritorno in anni

ag = accelerazione orizzontale massima del sito espressa in termini di g

F0 = valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in acc, orizzontale

T*C = periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in acc orizzontale

COEFFICIENTI SISMICI

Ss = Coeff. di amplificazione stratigrafica cat. sottosuolo = C [FaC>FaS]

St = Coeff. di ampl. topografica cat. topo= T2 [*i*>15° - sommità versante H>30m]

Cc = Coeff, di amplificazione in funzione della categoria d'uso

Stato limite	Ss	Cc	St	A_{max} (m/s ²)	kh	β	kv
Operatività (SLO)	1,50	1,74	1,20	0,719	0,015	0,20	0,007
Danno (SLD)	1,50	1,69	1,20	0,917	0,019	0,20	0,009
Salvaguardia vita (SLV)	1,50	1,59	1,20	2,244	0,055	0,24	0,027
Prevenzione collasso (SLC)	1,46	1,57	1,20	2,773	0,068	0,24	0,034

CALCOLO DEI COEFFICIENTI SISMICI

a_{max} = accelerazione massima attesa in superficie = St * Ss * ag

Kh = coefficiente sismico orizzontale = $\beta * a_{max}/g$

Kv Coefficiente sismico verticale = 0,5 kh

6 Progetto di fondazioni su pali (NTC§6.4.3)

Tra i diversi sistemi di fondazione di un manufatto esistono le fondazioni profonde che, secondo Terzaghi, si hanno quando il rapporto tra la profondità della base d'appoggio D e la larghezza B, è > di 10.

In questi casi le tensioni tangenziali d'attrito e di aderenza tra il terreno e la superficie laterale della fondazione contribuiscono significativamente alla capacità portante.

Le più comuni fondazioni profonde sono i pali di fondazione.

I pali di fondazione, in riferimento a quanto sopra, ripartiscono il carico agendo sia di punta sia lungo il fusto del palo. In particolare si possono avere anche casi in cui il palo trasmette il carico solo di punta (es. pali che attraversano strati di terreno scadente e si incastrano in roccia o terreno di buona qualità), o casi in cui i pali trasmettono il carico solo lungo il fusto (es. "pali sospesi" quali quelli immersi in argille).

Nel caso in esame trattasi di micropali prefabbricati ed iniettati in opera.

Da "Fondazioni" di C. Viggiani ed. Helvelius Edizioni 1999:

Si definiscono micropali pali di piccolo diametro ($d \leq 25\text{cm}$), realizzati con attrezzature e tecnologie particolari. I tipi fondamentali sono due:

Palo Radice = palo trivellato, armato in opera e gettato in un'unica soluzione.

Tubfix = costituito da un tubo camicia in acciaio valvolato e cementato al terreno.

6.1 Schema esecutivo del micropalo Radice

Il palo radice viene realizzato attraverso le fasi descritte di seguito.

La perforazione è eseguita con particolare attrezzatura a rotazione introducendo progressivamente, nel terreno, un tubo forma munito all'estremità di una corona tagliente adeguata alla natura del terreno.

L'eliminazione dei detriti di perforazione viene effettuata per effetto della circolazione diretta attraverso il tubo di perforazione di un fluido. Questo fluido può essere, in funzione della natura del terreno, acqua, fango bentonitico oppure aria compressa.

Raggiunta la profondità prescelta, si cala nel perforo l'armatura metallica rappresentata da una barra di acciaio o da una gabbia di armatura o da un tubo metallico di diametro e spessore opportuno.

Dopo la posa dell'armatura viene effettuato il getto del palo con un sistema è analogo a quello impiegato per il getto dei pali trivellati ovvero utilizzando un contro tubo la cui estremità inferiore rimane costantemente immersa nel calcestruzzo.

Al termine del getto, generalmente, viene applicata alla sommità del tubo forma una testa a tenuta, viene quindi introdotta aria in pressione nella parte di tubo sovrastante la superficie della malta gettata, secondo un procedimento simile a quello dei pali idro-compressi.

Il micropalo è completato con la messa in opera della armatura di connessione con l'elemento di collegamento - trave testa pali o con la struttura sovrastante.

6.2 Piastra di collegamento delle teste dei pali

Da "Fondazioni" di C. Viggiani ed. Helvelius Edizioni 1999:

Si assume che la trave o piastra collegante i pali (platea) sia rigida e quindi, in prima approssimazione, abbia uno spessore $sp \geq 1/2 i$ (\cong interasse fra i pali). A questo proposito dovrà essere eseguite la verifica al punzonamento nei confronti del palo maggiormente sollecitato.

Con questa ipotesi per le NTC'18 §6.4.3.3, le verifiche dovrebbero essere condotte a partire dai risultati di analisi di interazione tra il terreno e la fondazione costituita dai pali e dalla struttura di collegamento (fondazione mista a platea su pali) che porti alla determinazione dell'aliquota

dell'azione di progetto trasferita al terreno direttamente dalla struttura di collegamento e di quella trasmessa dai pali.

Considerata però la fase preliminare delle presenti verifiche ed in mancanza di ulteriori specifiche al momento le verifiche saranno condotte con l'approccio 2 del § 6.4.3.1 ovvero sui singoli pali senza considerare l'eventuale contributo della piastra in c.a. di collegamento.

Ci si riserva di validare le presenti verifiche nel caso in cui non vi fosse congruità con le ipotesi che saranno formulate dagli ingegneri strutturisti sull'entità dei carichi e sulle modalità di trasmissione degli stessi sull'imposta di fondazione.

7 Approccio progettuale

Nelle verifiche nei confronti degli stati limite si possono adottare, in alternativa, due diversi approcci progettuali. Per il caso in esame è stato adottato:

APPROCCIO 2 (DA2) - Combinazione Unica $=(\text{STR} + \text{GEO}) = (\text{A1} + \text{M1} + \text{R3})$

A1 =	Azioni: forze applicate alla struttura	dove si applicano i coefficienti parziali γ_F
M1 =	Resistenza dei materiali (terreno)	dove si applicano i coefficienti parziali γ_M
R3 =	Resistenza globale del sistema	dove si applicano i coefficienti parziali γ_R

7.1 Verifiche agli stati limite ultimi SLU

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

SLU di tipo Geotecnico (GEO) oggetto della presente verifica geotecnica:

- 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 della palificata nei riguardi dei carichi assiali di trazione,
- stabilità globale;

SLU di tipo Strutturale (STR) di competenza dell'ingegnere strutturista:

- raggiungimento della resistenza dei pali,
- raggiungimento della resistenza della struttura di collegamento dei pali.

Nelle verifiche per il dimensionamento geotecnico (GEO), in tutti gli approcci progettuali, la resistenza di progetto dei pali si ottiene dividendo il valore caratteristico della resistenza per un coefficiente γ_R diverso in ogni combinazione. Inoltre, nell'ambito di ciascuna combinazione i

coefficienti γ_R sono diversificati rispetto alle modalità costruttive dei pali e ai contributi di resistenza lungo il fusto e alla base.

Il valore caratteristico della resistenza di pali è stato dedotto da metodi di calcolo analitici basati sui valori caratteristici dei parametri geotecnici della Relazione Geologica "R1" (rif. 6.2.1 DM 17/01/18) dell'Agosto 2018 che è propedeutica e complementare alla presente relazione.

7.2 Verifiche agli stati limite di esercizio (SLE)

Devono essere presi in considerazione almeno i seguenti stati limite di servizio, quando pertinenti:

- eccessivi cedimenti o sollevamenti;
- eccessivi spostamenti trasversali.

Specificamente, si devono calcolare i valori degli spostamenti e delle distorsioni per verificarne la compatibilità con i requisiti prestazionali della struttura in elevazione.

Lo stato limite analizzato è quello della deformazione del piano di posa del terreno al di sotto della fondazione. La verifica viene effettuata validando la disequazione:

$$Ed \leq Cd$$

Con Ed si rappresenta il valore di progetto degli effetti dell'azione, ovvero i cedimenti totali prodotti dal carico di progetto. Con Cd si rappresenta il valore limite degli effetti delle azioni, ovvero lo spostamento che compromette la funzionalità della struttura.

8 Azioni di progetto

Azioni di progetto per ogni singolo palo come comunicate in prima approssimazione dai progettisti con riferimento alla tavola unica degli schemi tipologici

Azione assiale N SLE	16 ton
Azione di trazione T SLE	5 ton

In mancanza di ulteriori specifiche si è proceduto alla definizione delle resistenze del terreno agli stati limite previsti da norma nell'ipotesi che i carichi gravanti siano verticali, baricentrici ed equamente distribuiti sull'impronta di fondazione senza generare momenti e/o senza avere eccentricità o componenti orizzontali ad eccezione del taglio sismico come calcolato di seguito, con incastro perfetto della testa palo nella soletta di collegamento perfettamente rigida .

Ci si riserva di validare le presenti verifiche nel caso in cui non vi fosse congruità con le ipotesi che saranno formulate dagli ingegneri strutturisti sull'entità dei carichi e sulle modalità di trasmissione degli stessi sull'imposta di fondazione.

9 Determinazione delle resistenze

Nelle verifiche nei confronti degli stati limite deve essere soddisfatta la disequaglianza

$$Ed \leq Rd$$

dove:

Ed = valore di progetto dell'azione o effetto dell'azione;

Rd = valore di progetto della resistenza del sistema geotecnico

Di seguito si procede con il calcolo del valore di progetto della resistenza del sistema geotecnico.

9.1 Resistenza di progetto del singolo micropalo

Considerata l'ipotesi di progetto di micropali tipo Radice (IGU), il calcolo della portata del singolo micropalo è stata effettuata in base alla teoria di Bustamante e Doix (1985) ritenendo il loro modello teorico-sperimentale quello che fornisce un'interpretazione più attendibile del comportamento dei micropali in quanto l'applicazione dei metodi classici con le formule per i pali di medio-grande diametro, può condurre a sottostime dei valori della portata.

Il metodo di previsione del carico limite di micropali di Bustamante e Doix (1985), si basa sulla caratterizzazione geotecnica del terreno attraverso i valori della pressione limite ottenuti con il pressimetro Menard ovvero correlati alla prove SPT mentre altri autori, nella bibliografia recente, hanno sviluppato formule di correlazione partendo dalle prove CPT.

Nel caso in oggetto e con riferimento agli studi citati, i micropali Radice appartengono alla categoria IGU dove comunque si prevede una piccola pressione di iniezione p_i per favorire lo sviluppo del bulbo di iniezione, la compenetrazione con il terreno di fondazione ed un'azione di addensamento dello stesso.

i. CARICO LIMITE DEL PALO NEI RIGUARDI DEI CARICHI VERTICALI

La resistenza nominale del palo singolo è data dalla seguente formula

$$R_n = Q_p + Q_s$$

Dove: Q_p è la portata limite "alla punta" = $A_p \cdot p$

Q_s è la portata limite laterale = $A_s \cdot s$

Per quanto riguarda la portata limite "alla punta" spesso viene assunta pari al 15% della portata limite laterale per cui si semplifica $R_n = 1,15 Q_s$

La portata limite laterale di un micropalo $Q_s = \pi \phi_s L_s S$

Dove: ϕ_s = "diametro" del palo $\phi_s = \alpha \phi_d$

L_s = lunghezza della zona iniettata

S = resistenza tangenziale all'interfaccia fra zona iniettata e terreno.

Nota $\phi_s = \phi d$ diametro di perforazione * α coefficiente maggiorativo

Il valore del coefficiente maggiorativo $[\alpha]$ per un palo IGU (Radice) in "Alluvioni prevalentemente ghiaiose poco addensate" è cautelativamente posto $\approx 1,2$ [Tab 13.12 pp393 Viggiani].

Questo significa che l'efficacia del riempimento / iniezione per formare il bulbo di fondazione del micropalo alle condizioni ipotizzate, porta ad avere un diametro effettivo resistente del palo per tutta la sua lunghezza di fondazione, di poco maggiore del diametro di perforazione.

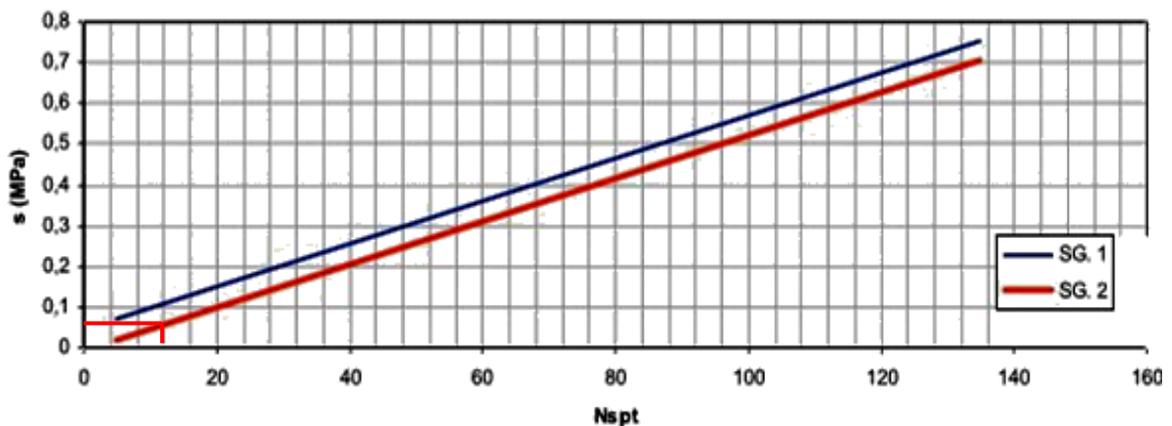
In ogni caso si consiglia una piccola pressione di iniezione p_i per favorire lo sviluppo del bulbo di iniezione e quindi, si valuta che la quantità minima di miscela da iniettare sia almeno 1,5 volte il volume teorico del palo rappresentato dalla seguente formula

$$V_s = 1,5 [(\pi \phi_s^2)/4] L_s.$$

Il valore della resistenza tangenziale S all'interfaccia fra bulbo di fondazione ed il terreno dipende dalla natura e dalle caratteristiche del terreno e dalla tecnologia impiegata.

Per dei micropali IGU (Radice) in "Ghiaie fino a sabbia limosa" Bustamante e Doix (1985) forniscono il seguente abaco (SG2 x IGU)

Tabella 2. Indicazioni per la scelta del valore di s (da Viggiani, 1999)



Valore di S (resistenza tangenziale specifica) con $N_{SPT_{equi}} = 11$.

→ dal grafico $S \approx 0,08$ MPa

→ da correlazione empirica per "Sabbie grossolane con ghiaie": $s = 5 + 0.5N_{SPT} = 0.103$ MPa

Cautelativamente è stato utilizzato il coefficiente $S = 0.08$ MPa

ii. CARICO LIMITE DEL PALO NEI RIGUARDI DEI CARICHI TRASVERSALI

La teoria di Broms (1964) permette di valutare il valore del massimo momento flettente e del

massimo carico orizzontale (carico di rottura) tollerabile dal palo o dal terreno.

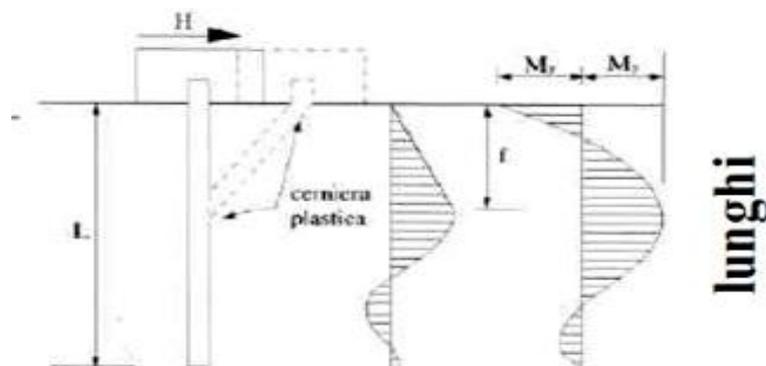
Vengono distinti più casi a seconda della litologia dominante del terreno (coesivo o incoerente), di come avviene la rottura (nel caso di pali lunghi si verifica il palo a rottura, nel caso di pali corti si verifica la resistenza ultima del terreno) e del vincolo in testa (palo incastrato o libero).

Nel caso in esame la resistenza nominale R_H di un palo lungo vincolato alla sua estremità superiore (\equiv a rotazione in testa impedita) in un terreno incoerente (\equiv rottura drenata) risulta dalla seguente relazione

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

- Dove: k_p = coefficiente di spinta passiva pari a: $(1+\text{sen}\phi') / (1-\text{sen}\phi')$
 γ = peso di unità di volume del terreno (se è presente la falda $\gamma = \gamma'$)
 d = diametro del palo
 M_y = momento di plasticizzazione del palo (*)

(*): per un palo lungo, il massimo momento resistente [M_{MAX}] si verifica alla profondità " f " $\neq L_s$ che corrisponde al punto di formazione della II° cerniera a causa del raggiungimento del Momento di plasticizzazione del palo stesso.



Il momento flettente massimo vale: $M_{max} = F_{ORIZZ DI PLAST} * f$

Cautelativamente è stato considerato un momento di plasticizzazione del palo pari a 135kNm.

iii. CARICO LIMITE DI SFILAMENTO NEI RIGUARDI DEI CARICHI ASSIALI DI TRAZIONE

La stima della resistenza allo sfilamento di un palo battuto in un terreno incoerente è ottenuta mediante la relazione:

$$R_{sfilamento} = T_l + W$$

- Dove: T_l = resistenza allo sfilamento lungo il fusto
 W = peso proprio del palo

Per la tipologia di palo di progetto non si considera alcun apporto alla resistenza allo

sfilamento fornita della base. Il valore di T_l si ottiene dalla relazione seguente.

$$T_l = 0,5 p \gamma L_{cr}^2 k_s \operatorname{tg} \delta + p \gamma L_{cr} k_s \operatorname{tg} \delta (L - L_{cr})$$

- Dove:
- p = perimetro della sezione del fusto
 - γ = peso di volume del terreno posto pari al peso di volume alleggerito.
 - L_{cr} = lunghezza critica pari a 15 volte il diametro del palo
 - k_s = coefficiente di sollevamento ricavato dalla relazione per $20 < \varphi \leq 30$:
 $0.9 + 0.04 \cdot (\varphi + 20^\circ)$
 - δ = angolo di attrito terra – palo
 - L = lunghezza complessiva del palo

iv. STIMA DEI CEDIMENTI

Lo stato limite analizzato è quello della deformazione del piano di posa del terreno al di sotto della fondazione.

La verifica viene effettuata validando la disequazione:

$$Ed \leq Cd$$

Con Ed si rappresenta il valore di progetto degli effetti dell'azione, ovvero i cedimenti totali prodotti dal carico di progetto. Con Cd si rappresenta il valore limite degli effetti delle azioni, ovvero lo spostamento che compromette la funzionalità della struttura.

La stima dei cedimenti del palo singolo può essere effettuata secondo vari approcci e modelli di sottosuolo che conducono ad espressioni del tipo

$$w_s = \beta \cdot R_{ck} / E \cdot L$$

- Dove:
- w_s = cedimento stimato
 - β = coefficiente d'influenza
 - R_{ck} = carico caratteristico agente sul palo in condizioni di limite di esercizio
 - E = modulo elastico del terreno in cui è ammorsato il palo.
 - L = lunghezza utile del palo ovvero lunghezza di ammorsamento

Il coefficiente di influenza β secondo l'espressione proposta da Poulos e Davis (1981) risulta:

$$\beta = 0,5 + \log_{10} (L_{\text{utile}}/d)$$

9.2 Resistenza di progetto della palificata

Quando diversi pali sono collegati per mezzo di un'unica piastra, "testata multipla", si costituisce un gruppo di pali che avrà una sua capacità portante di gruppo. A causa dei complessi fenomeni di interazione tra pali, terreno e piastra di collegamento, il carico limite

del gruppo di N pali [Q_{Glim}] è in generale diverso dalla sommatoria del carico limite del singolo palo [Q_{lim}]. A questo proposito si considera un coefficiente E rappresentativo dell'efficienza dei pali in gruppo per cui risulta:

$$Q_{Glim} = N \times E \times Q_{lim}$$

Dove: N = numero di pali della palificata

E = efficienza della palificata

Q_{lim} = carico limite del singolo palo

In bibliografia non ci sono procedure univoche di valutazione dell'efficienza del gruppo di pali E: p.es. nel rapporto del comitato ASCE per le fondazioni profonde (CDF 1984) si indica che i pali ad attrito disposti in terreni granulari con gli usuali interassi $s = 2\div 3D$ hanno un grado di efficienza [$E \geq 1$].

Per terreni incoerenti Vesic (1968) ha mostrato che l'efficienza E non è mai inferiore ad 1, in ogni caso, considerato che trattasi di micropali trivellati in depositi poco addensati, cautelativamente, si assume $E = 0.8$ vist.

Per quanto sopra risulta che il carico limite di un gruppo di pali (Rn_{gruppo}) per il presente progetto risulta pari a

$$Rn_{gruppo} = N \cdot 0.80 \cdot Rn_{palo}$$

Al momento non è stata espressa alcuna ipotesi del valore di Ed totale sulla platea di fondazione per cui questa verifica è al momento pleonastica.

10 Verifica delle fondazioni su pali

La resistenza nominale (Rn) è ottenuta dai metodi di calcolo illustrati nei paragrafi precedenti, basati sui valori caratteristici dei parametri geotecnici derivati da correlazioni empiriche dai risultati delle prove in sito.

Il valore caratteristico della resistenza (Rk) è ottenuto dividendo la resistenza nominale (Rn) per un fattore di correlazione (ξ) funzione del numero di verticali indagate.

Infine la resistenza di progetto (Rd) si ottiene dividendo il valore caratteristico della resistenza per un coefficiente γ_R diverso in ogni combinazione e funzione delle modalità costruttive dei pali e ai contributi di resistenza lungo il fusto e alla base.

La verifica della palificata si ottiene quando è rispettata la disequazione:

$$\text{Azioni di progetto } Ed \leq \text{Resistenza di progetto } Rd$$

NELLE PRESENTI VERIFICHE PRELIMINARI SI È PROVVEDUTO AL CALCOLO DELLE RESISTENZA DI PROGETTO DEL SINGOLO PALO DEMANDANDO AD UNA SECONDA FASE LA VALUTAZIONE DELL'EFFETTO GRUPPO AGLI SLU.

i. CARICHI ASSIALI

Valore di progetto $R_d = \text{Valore caratteristico } R_k * \gamma_R$

Tabella 6.4. Il Coefficienti parziali γ_R da applicare alle resistenze caratteristiche

Resistenza	Simbolo / γ_R	Micropali trivellati		
	γ_R	R1	R2	R3
Base	γ_b	1,0	1,7	1,35
Laterale in compressione	γ_s	1,0	1,45	1,15
Laterale in trazione	γ_{st}	1,0	1,6	1,25

Il valore di resistenza caratteristica del palo a compressione R_{ck} o trazione R_{tk} è dato dal minore dei valori ottenuti applicando alle resistenze nominali calcolate (compressione $R_{c_{cal}}$ o trazione $R_{t_{cal}}$) i fattori di correlazione ξ riportati in tabella 6.4.IV in funzione del numero di verticali indagate.

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

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

N. 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

N. verticali indagate = numero di sondaggi con prelievo di campioni o prove penetrometriche spinte ad una profondità superiore alla lunghezza dei pali.

Per il caso in esame:

[n.2 sondaggi spinti fino a 0.0m da p.c. con prove N_{SCPT} in foro]

ii. CARICHI TRASVERSALI

Valore di progetto $R_{tr,d} = \text{Valore caratteristico } R_{tr,k} * \gamma_T$

Tabella 6.4.VI Coefficienti parziali γ_T per le verifiche agli stati limite ultimi di pali soggetti a carichi trasversali

Coeff. Parziale (R1)	Coeff. Parziale (R2)	Coeff. Parziale (R3)
$\gamma_T = 1,0$	$\gamma_T = 1,6$	$\gamma_T = 1,3$

La resistenza sotto carichi trasversali dell'intera fondazione su pali deve essere valutata tenendo conto delle condizioni di vincolo alla testa dei pali determinate dalla struttura di collegamento.

11 Risultati delle verifiche

Per il caso in esame sono stati ipotizzati dei micropali di fondazione Radice iniettati in opera [IGU] con calza geotessile con incastro perfetto della testa palo nella soletta perfettamente rigida in c.a.

Armatura in tubolare di acciaio S355			
Diam. esterno tubo	$\varnothing_e =$	139.7	mm
Spessore tubo	$s =$	8.0	mm
Diam. interno tubo	$\varnothing_i =$	123.70	mm
Area tubolare	$A_f =$	33.10	cm ²
Momento d'inerzia	$J_o =$	720.30	cm ⁴
Modulo di resistenza	$W =$	51.60	cm ³
Diametro perforazione		25	cm
Coefficiente maggiorativo α		1.2	
Diametro resistente palo		30	cm
Lunghezza del palo totale		12.0	m
Quantità minima di miscela $n \cdot V_s [= L_s (\pi d^2 s) / 4]$		1.30	m ³

NOTA: la verifica del tubo forma del palo che funge da armatura è demandato alla verifica STRU di competenza dell'ingegnere strutturista e quindi non è oggetto della presente verifica. In mancanza di ulteriori specifiche si è proceduto alla definizione delle resistenze del terreno agli stati limite previsti da norma nell'ipotesi che i carichi gravanti siano verticali, baricentrici ed equamente distribuiti sul singolo palo senza generare momenti e/o senza avere eccentricità o componenti orizzontali ad eccezione del taglio sismico, con incastro perfetto della testa palo nella soletta di collegamento perfettamente rigida. Ci si riserva di validare le presenti verifiche nel caso in cui non vi fosse congruità con le ipotesi che saranno formulate dagli ingegneri strutturisti sull'entità dei carichi e sulle modalità di trasmissione degli stessi sull'imposta di fondazione.

a. TABELLA SINTETICA DEI RISULTATI.

CARICO ASSIALE			
Resistenza di progetto palo singolo	Rd	177.6	KN
Azione di progetto palo singolo	Ed	160.0	SLE
VERIFICATO			
CARICO ORIZZONTALE			
Momento flettente massimo	Mmax	851.1	kNm

Resistenza nominale / Fmax di plasticizzazione	R_{NH}/F_{MAX}	126.2	kN
Resistenza di progetto palo singolo	Rd	58.8	kN
Azione di progetto palo singolo	Ed	n.d.	SLU, SLV

VERIFICATO SE Ed<Rd

CARICO TRAZIONE			
Resistenza di progetto palo singolo	Rd	140.7	kN
Azione di progetto palo singolo	Ed	50.0	kN

VERIFICATO

Cedimento totale del palo isolato	ws	2.1	mm
-----------------------------------	----	-----	----

12 Conclusioni

Il presente lavoro ha lo scopo di condurre le apposite verifiche in condizioni statiche e sismiche, dei terreni di fondazione dove sono previsti interventi di riqualifica con realizzazione di una nuova passerella pedonale lungolago di via Roma a Castro (BG).

Per l'elaborazione della presente relazione ci si è riferiti alla Relazione Geologica "R1" (rif. 6.2.1 DM 14/01/08) e "R3" (rif. DGR ix/2616/2011 p.to4) del Giugno 2017 che è propedeutica e complementare alla presente relazione di verifica geotecnica.

Sono stati calcolati i valori di resistenza del terreno agli stati limite ultimo e di esercizio come previsti da norma, con riferimento ai carichi su singolo micropalo come ricevute in via preliminare dai progettisti strutturali e nell'ipotesi che i carichi gravanti siano verticali, baricentrici ed equamente distribuiti sull'impronta di fondazione senza generare momenti e/o eccentricità e/o componenti orizzontali con incastro perfetto della testa palo nella soletta di collegamento perfettamente rigida, demandando ad una seconda fase la valutazione dell'effetto gruppo agli SLU.

Ci si riserva di validare le presenti verifiche nel caso in cui non vi fosse congruità con le ipotesi che saranno formulate dagli ingegneri strutturalisti sull'entità dei carichi e sulle modalità di trasmissione degli stessi sull'imposta di fondazione.

I valori di resistenza del terreno (Rd) sono stati calcolati secondo l'approccio di progetto DA2 [comb unica] ipotizzando 2 tipologie di fondazione profonde su micropali così come illustrato nel capitolo 3 dove si rappresenta una sintesi della tavola unica "Planimetria di progetto e schemi tipologici" a cui si rimanda per maggiori dettagli.

Da qui risultano verificate in via preliminare le ipotesi di fondazione DEL NUOVO PERCORSO PEDONALE FRONTE LAGO CON PARTICOLARE RIFERIMENTO AL SISTEMA DI FONDAZIONE PREVISTI ATTRAVERSO DELLE PIASTRE IN C.A. RIGIDE CHE COLLEGANO ALMENO UNA SERIE DI 2 FILE DI MICROPALI INT.=1.4M, Ø139.7

SP 8MM LUNGH. 12.0M SECONDO I SEGUENTI 3 SCHEMI TIPOLOGICI

Schema tipologico 1a e 1b con sviluppo di circa 6.5+6.5m lineari dove la nuova passerella pedonale è ipotizzata con fondazioni profonde costituite da Micropali intestati nella soletta di fondazione a quota piano calpestio / quota strada ovvero ≈ 187 .m slm.

Micropali tipo Radice gettati in opera in unica soluzione [IGU] con calza geotessile

Disposti in doppia fila interasse 1.40m e passo 1a \rightarrow 1.5mfila1 / 2.0mfila2 per un totale di 4+4micropali; passo 1b = 0.80m per un totale di 8x2 micropali con incastro perfetto della testa palo nella soletta perfettamente rigida in c.a. sp.60cm

Diametro di perforazione	250 mm
Armatura	$\varnothing 139.7$ mm sp. 8mm
Lunghezza	12.0m

Schema tipologico 2 con sviluppo di circa 43m lineari dove la nuova passerella pedonale è ipotizzata con fondazioni profonde costituite da Micropali intestati nella fondazione del muro posta a quota lago ovvero ≈ 185 m slm. Micropali tipo Radice gettati in opera in unica soluzione [IGU] con calza geotessile

Disposti in doppia fila interasse 1.40m e passo 1.5mfila1 / 2.0mfila2 per un totale di 29+22 micropali con incastro perfetto della testa palo nella soletta rigida in c.a. sp.50cm

Diametro di perforazione	250 mm
Armatura	$\varnothing 139.7$ mm sp. 8mm
Lunghezza	12.0m

Ci si riserva di validare le presenti verifiche nel caso in cui non vi fosse congruità con le ipotesi che saranno formulate dagli ingegneri strutturisti sull'entità dei carichi e sulle modalità di trasmissione degli stessi sull'imposta di fondazione in particolare una volta determinate le sollecitazioni SLU complessive per schema tipologico potranno essere effettuate compiutamente le verifiche della palificata come gruppo considerando il collegamento rigido della piastra di fondazione /collegamento, l'incastro perfetto nodo testa palo / piastra, la redistribuzione delle azioni sui singoli pali e l'eventuale contributo della piastra in appoggio sul terreno (fondazione mista a platea su pali NTC'18 §6.4.3.3)

ALLEGATI Tabulati di calcolo

Brescia, 03/10/2018



COMUNE:	CASTRO
LOCALITA':	LUNGOLAGO via ROMA
LAVORO:	RIQUALIFICA PERCORSI PEDONALI LUNGOLAGO
VERIFICA:	FONDAZIONI PROFONDE (su micropali)
DATI:	<i>FORNITI DAL PROGETTISTA [email del 25/09/2018]</i>
SOFTWARE:	//

PASSERELLA PEDONALE: carichi su singolo palo con incastro perfetto della testa-palo nella soletta di collegamento perfettamente rigida (Fondazioni miste)

MATERIALE:	Fondazione in Calcestruzzo Armato
	<i>Micropali tipo Radice gettati in opera in unica soluzione [IGU]</i>
LIVELLO:	<i>Quota imposta fondazione Schema 1 = 187 m s.lm; Schema 2 = 185 m s.lm</i>
NODO:	<i>Incastro fondazione / testa palo</i>

LEGENDA	
<i>N SLU; F orizz.; T SLU</i>	Combinazione fondamentale per gli stati limite ultimi SLE [2.5.1]
<i>N SLE x Cedimenti</i>	Combinazione frequente per gli stati limite di esercizio irreversibili [2.5.2]
<i>N SLV; Ht</i>	Combinazione sismica per gli stati limite conness all'azione sismica E [2.5.5]
<i>Forizz</i>	Combinazioni sismiche: valori risultanti

Incastro fondazione / testa palo: In mancanza di ulteriori specifiche si è proceduto alla definizione delle resistenze del terreno agli stati limite previsti da norma nell'ipotesi che i carichi gravanti siano verticali, baricentrici ed equamente distribuiti sull'impronta di fondazione senza generare momenti e/o senza avere eccentricità o componenti orizzontali ad eccezione del taglio sismico come calcolato di seguito, con incastro perfetto della testa palo nella soletta di collegamento perfettamente rigida

Riferimento Pilastro / nodo	NSLE singolo palo kN	Forizz = Ht kN	T kN	
Soll.ne di verifica kN	160	0	50	0

FONDAZIONE	Schema 1a	Schema 1b	Schema 2
<i>base (m)</i>	2.1	2.1	2.0
<i>lunghezza (m)</i>	6.5	6.5	43.0
<i>h (m)</i>	0.6		0.5
<i>incasso (m)</i>	0.6		0.5
<i>Micropali</i>	<i>2 file int.se 1.4 passo 1.5 e 2.0</i>	<i>2 file int.se 1.4 passo 0.80</i>	<i>2 file i 1.4 passo 1.5 e 2.0</i>
<i>n. tot</i>	<i>4+4</i>	<i>8+8</i>	<i>29 + 22</i>
<i>Micropali gettati in opera</i>			
Armatura in tubolare di acciaio S355			
Diam. esterno tubo	∅e=	139.7	mm 13.970
Spessore tubo	s =	8.0	mm
Diam. interno tubo	∅i=	123.7	mm 12.370
Area tubolare	Af =	3310.0	mm ²
	Af =	33.10	cm ²
Momento d'inerzia	Jo =	720.3	cm ⁴
Modulo di resistenza	W =	51.6	cm ³

COMUNE:	CASTRO
LOCALITA':	LUNGOLAGO via ROMA
LAVORO:	RIQUALIFICA PERCORSI PEDONALI LUNGOLAGO
VERIFICA:	FONDAZIONI PROFONDE (su micropali)
DATI:	RELAZIONE GEOLOGICA E GEOTECNICA del Agosto/2018
Autori	Geolab Srl - Geol. O. Bonassi

PARAMETRI GEOTECNICI

Tipo di terreno	Prof <i>m</i>	φ' (°)	γ_{nat} <i>kN/mc</i>	c' <i>kPa</i>	E <i>Mpa</i>
Riporto granulare grossolano	fino a 4m	30	19	0	15
Depositi alluvionali prevalentemente ghiaiosi	da 4m a 20m	30	19	0	15
	>20mm				

FALDA	SI	Soggiacenza	3.0 m
-------	----	-------------	-------

DATI TERRENO			
angolo di resistenza al taglio strato 1	ϕ	30.0	°
coesione drenata strato 1	c'	0.0	kPa
coesione non drenata strato 1	C_u	0.0	kPa
Prova SPT strato 1	N_{SPT}	17.0	
Tipo di terreno strato 1	c / i	i	
angolo di resistenza al taglio strato 2	ϕ	30.0	°
coesione drenata strato 2	c'	0.0	kPa
coesione non drenata strato 2	C_u	0.0	kPa
Prova SPT strato 2	N_{SPT}	8.0	
Tipo di terreno strato 2	c / i	i	
angolo di resistenza al taglio strato 3	ϕ	0.0	°
coesione drenata strato 3	c'	0.0	kPa
coesione non drenata strato 3	C_u	0.0	kPa
Prova SPT strato 3	N_{SPT}	0.0	
Tipo di terreno strato 3	c / i	i	

Standard Penetration Test	N_{SPT}	11	valore cautelativo	
<i>Sabbie e ghiaie</i>	X	0.103	Mpa	$s = 5+0,5N_{spt}$
<i>Argille e limi</i>			Mpa	$s = 3,416 N_{spt}^6$
<i>Marne calcaree</i>			Mpa	$s = 129+0,357 N_{spt}$
Resistenza unitaria specifica		0.103	Mpa	$s \equiv \tau$
<i>da Viggiani 1999 rif. grafico Bustamante-Doix</i>		0.080	Mpa	Micropali IGU - SG2

TIPOLOGIA DEL MICROPALO			
Micropalo con iniezioni ripetute e controllate con tubo a valvole e doppio otturatore	IRS	<input type="checkbox"/>	tipo Tubfix
Micropalo con getto dell'intero palo in unica soluzione	IGU	<input checked="" type="checkbox"/>	tipo Radice
Diametro perforazione	d	0.25	m
Coefficiente maggiorativo	α	1.20	Gh e Sb rif. Tab 13.12 Viggiani
Diametro resistente palo	$d_s = \alpha d$	0.30	m
Lunghezza efficace palo	L_s	12.0	m \equiv lungh iniezione
Portata laterale	Q_s	337.1	kN $Q_s = \pi d_s L_s s$
Portata alla punta (trascurata)	Q_p	50.6	kN $Q_p = 15\% Q_s$
Quantità minima di miscela		1.3	m^3 $n \cdot V_s [= L_s (\pi d_s^2) / 4]$

Resistenza Nominale	Rn	337.1	kN	$Q_{lim} = Q_p + Q_s$
Coeff parziale per l'effetto della azioni	ξ_3	1.65	N. verticali indagate = 2	

Resistenza caratteristica del palo	Rc,k	204.3	kN	
Coeff parziale per le resistenze caratteristiche		1.15	$\gamma_s - R_3 \times Q_s \times \text{pali trivellati (*)}$	

Approccio 2 (R3) NTC tab6.4.II

Resistenza di progetto	Rd	177.6	kN	
-------------------------------	-----------	--------------	-----------	--

(+) Q_p = resistenza alla punta cautelativamente non è stata tenuta in conto

DATI TERRENO			
peso dell'unità di volume del terreno (val mediato) (se è presente la falda $\gamma = \gamma'$)	γ_1	19.00	kN/m ³
		9.00	kN/m ³
angolo di resistenza al taglio mediato	φ'	30.00	(°)
coefficiente di spinta passiva	k_p	3.00	$(1 + \text{sen} \varphi') / (1 - \text{sen} \varphi')$

GEOMETRIA FONDAZIONE			
diametro del palo	d	0.300	m
lunghezza del palo infisso	L	12.00	m
sporgenza del palo dal terreno	Z	0.00	m
lunghezza del palo totale	L_{tot}	12.00	m

Resistenza nominale del palo a testa impedita Forizz di plast	R_{NH}	1749.60	Palo lungo
	$F_{\text{orizz di plast}}$	126.21	ATT.ne
Fatt. di correlazione [Tab. 6.4.IV NTC18]	ξ_3	1.65	N. verticali indagate = 2

Resistenza caratteristica del palo	$R_{t,k}$	76.5	kN
Coeff parziale da applicare a $R_{c,k}$ [Tab. 6.4.II NTC18]	γ_T	1.30	$\gamma_T - R3$ x pali trivellati
			Approccio 2 (R3) NTC tab6.4.VI
Resistenza di progetto	R_d	58.8	kN

Momento flettente massimo $M_{\text{max}} = F_{\text{orizz di plast}} * f$	M_{max}	851.07	kNm
dove $f = 0,82 * \sqrt{R_H / d * \gamma * K_p}$	f	6.74	

Momento di plasticizzazione [Cls Rck 300 + Acciaio B450C]	M_y	135.00	kNm
---	-------	--------	-----

(*) SE $M_{\text{max}} > M_y$ (momento di plasticizzazione del palo) ALLORA il calcolo di R_H non è valido

DATI TERRENO			
peso dell'unità di volume del terreno (val mediato) (se è presenta la falda $\gamma = \gamma'$)	γ_1	19.00 9.00	kN/m^3
angolo di resistenza al taglio mediato	φ'	30.00	(°)
coefficiente di sollevamento	k_s	2.9	$0.9 + 0.04 \cdot (\varphi + 20^\circ)$

GEOMETRIA FONDAZIONE			
Diam. esterno tubo	\varnothing_e	0.14	m
perimetro della sezione del fusto	p	0.44	m
Area di base del palo	A_p	0.02	m^2
lunghezza critica pari a 15 volte il diametro resistente ds	L_{cr}	4.50	m
lunghezza del palo	L	12.00	m
<i>Tipo e metodo di realizzazione del palo</i>	Trivellato		Micropalo IGU
coeff. di scabrosità	μ	0.5774	$\mu = \text{tang } \delta = \text{tang } (0.75\varphi')$
angolo di attrito terra – palo	δ	30.00	(°)
peso specifico del palo	γ_π	25.00	kN/m^3
peso proprio del palo	W	4.6	kN
Resistenza allo sfilamento lungo il fusto	T_l	290.2	kN
$T_l = 0,5 p \gamma L_{cr}^2 k_s \text{tg} \delta + p \gamma L_{cr} k_s \text{tg} \delta (L - L_{cr})$			

Resistenza nominale allo sfilamento $R_{sfil} = T_l + W$	R_{sfil}	294.8	kN
Coefficiente parziale per l'effetto della azioni	ξ_3	1.65	N. verticali indagate = 2

Resistenza caratteristica del palo	$R_{t,k}$	175.9	kN
Coeff parziale per le resistenze caratteristiche	γ_{ST}	1.25	$\gamma_{st} - R3 \times \text{pali trivellati}$
Approccio 2 (R3) NTC tab 6.4.II			
Resistenza di progetto	R_d	140.7	kN

DATI TERRENO			
peso dell'unità di volume del terreno (val mediato) (se è presenta la falda $\gamma = \gamma'$)	γ_1	19.00 9.00	kN/m ³
angolo di resistenza al taglio mediato	φ'	30.00	(°)
modulo di deformazione del terreno	E	15.00	Mpa

GEOMETRIA FONDAZIONE			
diámetro del palo	d	0.30	m
lunghezza del palo infisso	L	12.00	m
sporgenza del palo dal terreno	Z	0.00	m
lunghezza del palo totale	L_{tot}	12.00	m
coefficiente di forma <i>Poulos & Davis (1981)</i>	β	2.10	$\beta = 0,5 + \text{Log}(L/d)$

<i>Carico caratteristico massimo agente</i>	$R_{c,k}$	177.6	kN
---	-----------	-------	----

Cedimento totale del palo isolato	w_s	2.07	mm
$w_s = (\beta * R_{c,k}) / (E * L)$			

CARICO ASSIALE

Resistenza Nominale	Rn	337.1	kN
Coeff parziale per l'effetto della azioni	ξ_3	1.65	N. verticali indagate = 2
Resistenza caratteristica del palo	Rc,k	204.3	kN
Approccio 2 (R3) NTC tab 6.4.II	γ_{R3}	1.15	$\gamma_s-R3 \times Q_s \times$ pali trivellati (*)
Resistenza di progetto	Rd	177.6	kN
Carico di progetto	NSLE singolo pal	160.0	kN
(A2) GEO effetto sfavorevole $\gamma_{G2} \equiv \gamma_{Qi}$	già compreso		
Azione di progetto	Ed	160.0	SLE

VERIFICATO

Un volta determinate le sollecitazioni SLU complessive per schema tipologico; ci si riserva di effettuare la verifica della palificata o gruppo di pali considerando il collegamento rigido della piastra di fondazione /collegamento, l'incastro perfetto nodo testa palo / piastra, la redistribuzione delle azioni sui singoli pali e l'eventuale contributo della piastra in appoggio sul terreno (fondazione mista a platea su pali NTC'18 §6.4.3.3)

CARICO ORIZZONTALE

Momento flettente massimo	Mmax	851.1	kNm
Resistenza nominale / Fmax di plasticizzazione	R_{NH} / F_{MAX}	126.2	kN
Coefficiente parziale per l'effetto della azioni	ξ_3	1.65	N. verticali indagate = 2
Resistenza caratteristica del palo	Rt,k	76.5	kN
Approccio 2 (R3) NTC tab6.4.VI	γ_T	1.30	$\gamma_T-R3 \times$ pali trivellati
Resistenza di progetto	Rd	58.8	kN
Carico di progetto	F orizz		kN
(A2) GEO effetto sfavorevole $\gamma_{G2} \equiv \gamma_{Qi}$			
Azione di progetto	Ed	0.0	SLU, SLV

VERIFICATO

Un volta determinate le sollecitazioni SLU complessive per schema tipologico; ci si riserva di effettuare la verifica della palificata o gruppo di pali considerando il collegamento rigido della piastra di fondazione /collegamento, l'incastro perfetto nodo testa palo / piastra, la redistribuzione delle azioni sui singoli pali e l'eventuale contributo della piastra in appoggio sul terreno (fondazione mista a platea su pali NTC'18 §6.4.3.3)

CARICO TRAZIONE

Resistenza nominale allo sfilamento	R_{sfil}	294.8	kN
Coeff parziale per l'effetto della azioni	ξ_3	1.65	N. verticali indagate = 2
Resistenza caratteristica del palo	$R_{t,k}$	175.9	kN
Approccio 2 (R3) NTC tab 6.4.II	γ_{ST}	1.3	γ_{st} - R3 x pali trivellati
Resistenza di progetto	R_d	140.7	kN
Carico di progetto	T	50.00	kN
(A2) GEO effetto sfavorevole $\gamma_{G2} \equiv \gamma_{Qi}$			
Azione di progetto	E_d	50.0	SLE

VERIFICATO

Un volta determinate le sollecitazioni SLU complessive per schema tipologico; ci si riserva di effettuare la verifica della palificata o gruppo di pali considerando il collegamento rigido della piastra di fondazione /collegamento, l'incastro perfetto nodo testa palo / piastra, la redistribuzione delle azioni sui singoli pali e l'eventuale contributo della piastra in appoggio sul terreno (fondazione mista a platea su pali NTC'18 §6.4.3.3)

Cedimento totale del palo isolato	ws	2.1	mm
-----------------------------------	----	-----	----