



PROVINCIA DI CHIETI  
SETTORE "6" - Viabilità

**SISTEMAZIONE PIANI VIABILI MEDIO SANGRO**  
Da Villa Santa Maria per Agnone  
Tratto Rosello - Guado di Liscia

PROGETTO ESECUTIVO

*Intervento Km 0 + 661*  
**RELAZIONE SULLE FONDAZIONI E GEOTECNICA**

Elaborato

**S.2**

IL GRUPPO DI PROGETTAZIONE:

Ing. Paola CAMPITELLI \_\_\_\_\_

Ing. Pasqualino SCAZZARIELLO \_\_\_\_\_

Geom. Piero COCCIA \_\_\_\_\_

IL CONSULENTE DELLE STRUTTURE:

Ing. Antonello DESIDERI \_\_\_\_\_

Scala:

Data:

*Il Dirigente del Settore "6" e R.U.P.*  
Ing. Carlo CRISTINI  
\_\_\_\_\_

## INDICE

1. INTRODUZIONE .....	3
2. NORMATIVA DI RIFERIMENTO .....	7
3. MATERIALI.....	8
3.1 Calcestruzzo cordoli in c.a. ....	8
3.2 Acciaio per armature lente .....	8
3.3 Acciaio da carpenteria per micropali.....	8
4. MODELLO GEOTECNICO DEI MICROPALI .....	9
4.1 Resistenza dei micropali .....	9
4.2 Azioni orizzontali .....	12
5. ANALISI DEI CARICHI.....	13
5.1 Carichi permanenti strutturali ( $G_1$ ).....	13
5.2 Carichi permanenti non strutturali ( $G_2$ ) .....	13
5.3 Carichi variabili da traffico ( $Q_{ak}$ ).....	14
5.4 Urto di veicolo in svio su sicurvia ( $q_8$ ) .....	16
5.5 Azione sismica (EQK) .....	16
5.6 Combinazione dei carichi .....	17
6. VERIFICA DEI MICROPALI .....	19
6.1 Verifica collasso per carico limite micropali .....	19
6.2 Verifica armatura micropali .....	21
APPENDICE – DETERMINAZIONE MASSIME SOLLECITAZIONI ARMATURA MICROPALI .....	23

## 1. INTRODUZIONE

La presente relazione riporta l'analisi ed i calcoli geotecnici, del cordolo in c.a. fondato su micropali necessario all'ancoraggio delle barriera di sicurezza H2 bordo ponte ed all'allargamento della sede stradale, in corrispondenza del ponticello posto al Km 0+661 della SP 180 Rosello-Guado di Liscia, nel territorio del comune di Rosello (CH). L'area di intervento è la porzione di sede stradale avente sviluppo di circa 32 metri in corrispondenza del ponte esistente.

Le coordinate geografiche del sito sono riportate nel seguente prospetto e l'ubicazione viene riportata nella foto aerea di figura 1.1.

X (Long. E) [°]	Y (Lat. Nord) [°]	Elevazione media [m slm]
14° 20' 41" (14.34472°)	41° 53' 48" (41.89667°)	956

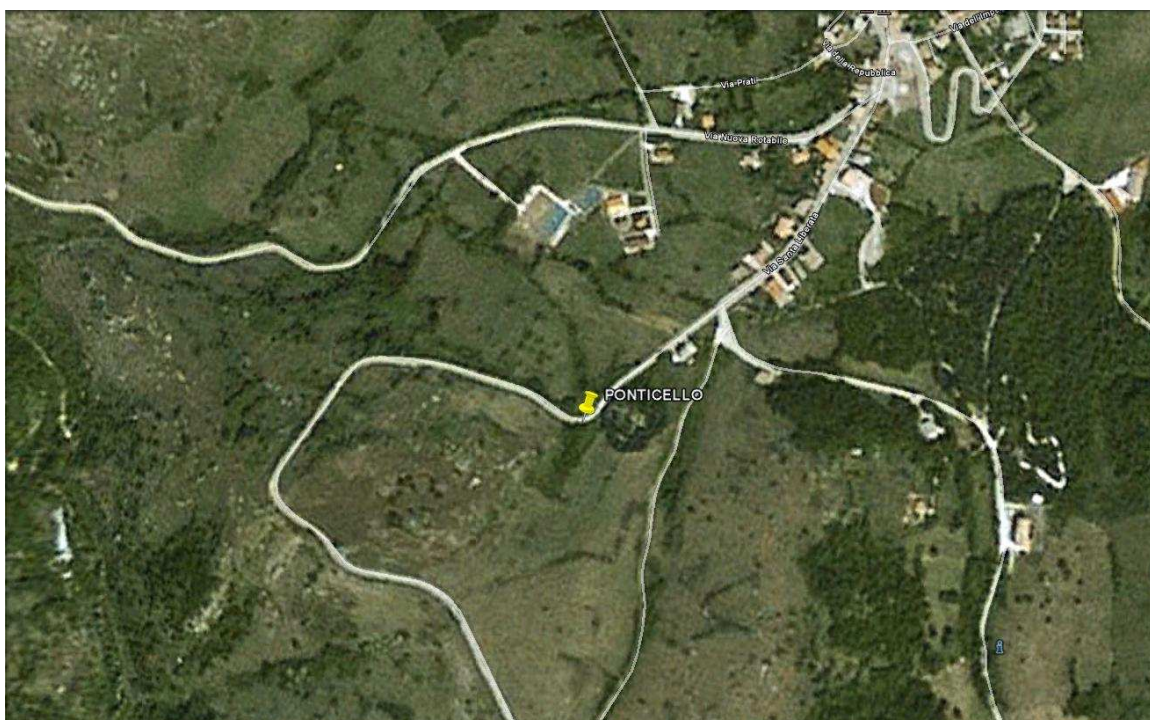


Fig. 1.1 – Ubicazione area di intervento



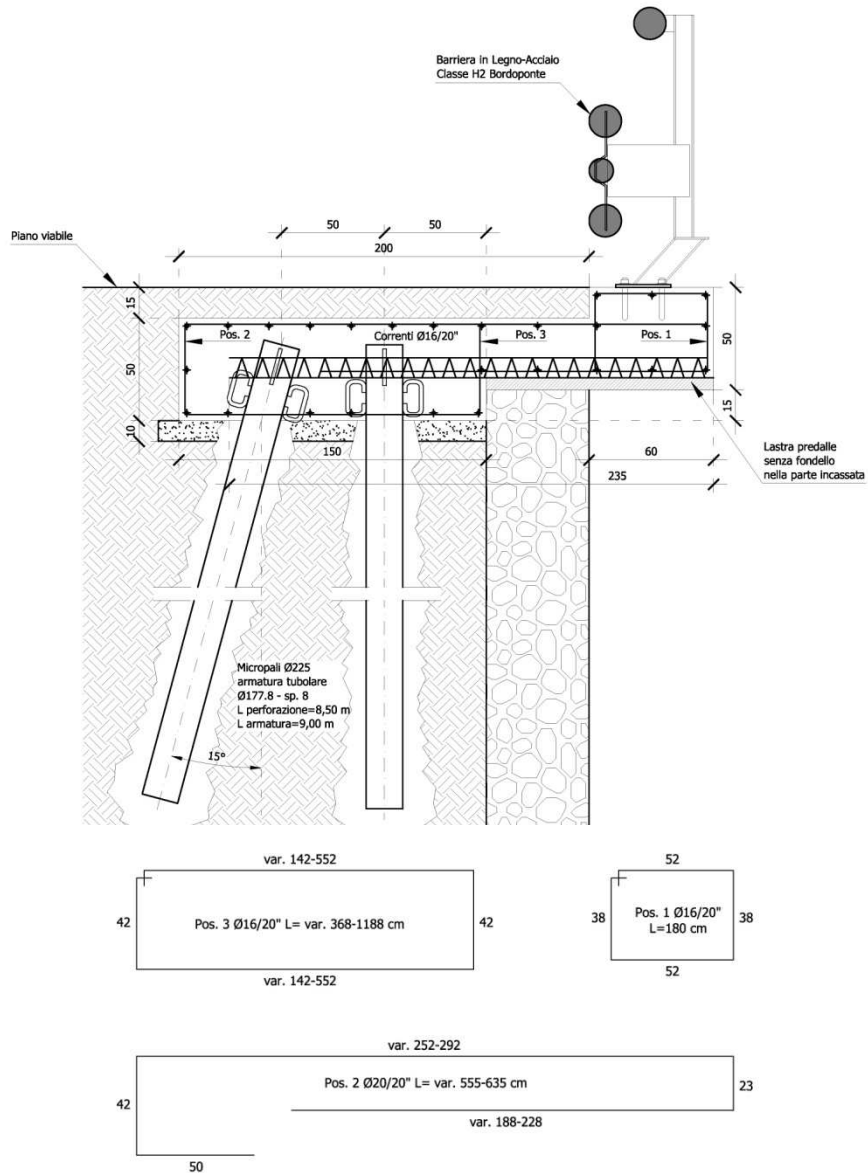


Fig. 1.4 – Sezione tipo nei tratti A-C ed E-G

Nelle figure 1.2, 1.3 e 1.4 sono riportate la planimetria e le sezioni tipiche di intervento. La presente relazione riporta la verifica dei micropali relativamente alla sezione tipica riportata in figura 1.4 che risulta essere la più gravosa per il dimensionamento delle opere strutturali. I pali previsti hanno diametro di perforazione 225 mm. Lunghezza del perforo dalla base della fondazione 8.50 m (il tubo è 50 cm più lungo per considerare l'inghisaggio e quindi ha lunghezza 9.00 m). Il tubo è in acciaio di grado S355JR, diametro 177.8 e spessore 8 mm giuntato mediante manicotti esterni.

# Stralcio P.A.I. - Regione Abruzzo

Foglio 380 O - Scala 1:25.000

Comune di Rosello

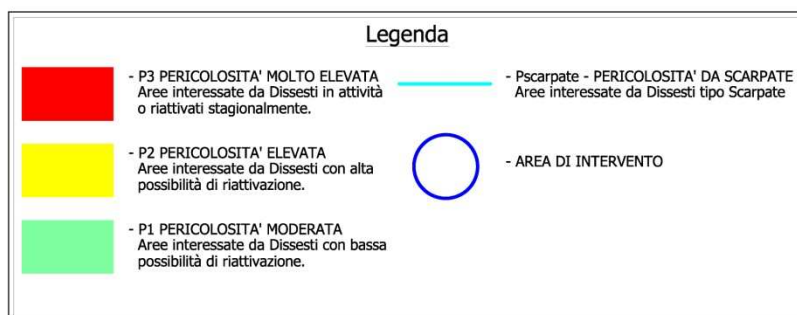
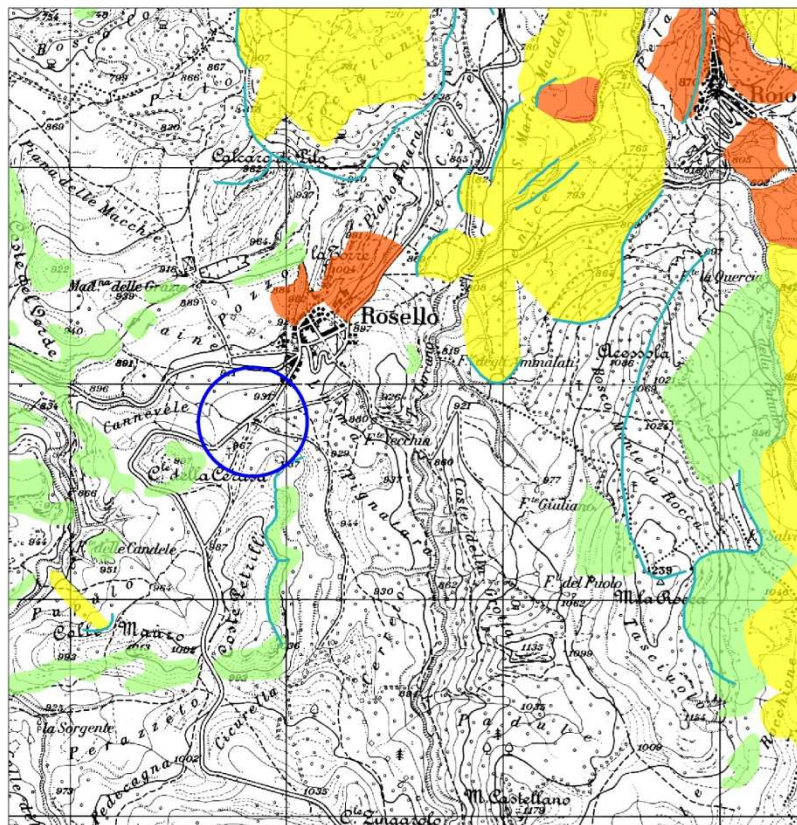


Fig. 1.5 – Stralcio PAI Regione Abruzzo

Dalla figura 1.5 si evince come l'area oggetto di intervento non ricade in alcuna delle perimetrazioni di cui alla Carta della Pericolosità allegata al Piano Stralcio di Bacino sui "Fenomeni gravitativi e processi erosivi" di cui alla DGR 1386 del 29.12.2004 e alla DGR 422 del 23.03.2005

## 2. NORMATIVA DI RIFERIMENTO

La relazione viene redatta in conformità alle seguenti norme e disposizioni legislative:

- Decreto Ministero delle Infrastrutture del 14 gennaio 2008 - Norme Tecniche per le Costruzioni (G.U. n. 29 del 04/02/2008 - Suppl. Ordinario n.30)
- CSLP - Circolare 2 febbraio 2009, n.617 - Nuova Circolare delle Norme Tecniche per le Costruzioni (G.U. n. 27 del 26/02/2009 – Suppl. Ordinario n. 27)
- UNI EN 1992-1-1 Eurocodice 2 – Progettazione delle strutture di calcestruzzo: Parte 1-1 – Regole generali e regole per gli edifici
- UNI EN 1993-1-1 Eurocodice 3 – Progettazione delle strutture di acciaio: Parte 1-1 – Regole generali e regole per gli edifici
- UNI EN 1997-1 EuroCodice 7 - Progettazione geotecnica: Parte 1 – Regole generali
- UNI EN 1998-5 EuroCodice 8 - Progettazione delle strutture per la resistenza sismica: Parte 1 – Regole generali, azioni sismiche e regole per gli edifici

Per l'esecuzione dei micropali si dovrà osservare la seguente norma:

- UNI EN 14199/2005 – Esecuzione di lavori geotecnici speciali – Micropali

### 3. MATERIALI

#### 3.1 Calcestruzzo cordoli in c.a.

E' previsto l'utilizzo di calcestruzzi conformi ai requisiti della Norma UNI EN 206-1 e UNI 11104 aventi le seguenti caratteristiche: Classe di resistenza C32/40, Classe di esposizione XC2, Classe di consistenza S3, dimensione massima nominale degli inerti:  $D_{max} = 32$  mm.

I parametri minimi di resistenza e deformabilità risultano:

$f_{ck}$	$f_{ck,cube}$	$f_{ctm}$	$f_{ctk,0.05}$	$E_{cm}$
32 MPa	40 MPa	3.02 MPa	2.11 MPa	33.35 GPa

Il copriferro adottato è di 40 mm ed è conforme a quanto previsto nel capitolo C4.1.6.1.3 della Circolare n.617/09. I valori limite di apertura delle fessure sono  $w_k \leq 0.40$  mm per le azioni frequenti mentre per le quasi permanenti  $w_k \leq 0.3$  mm.

#### 3.2 Acciaio per armature lente

Le armature lente sono in acciaio di grado B450C conforme alle indicazioni di cui alla Norma UNI EN 10080 con le seguenti caratteristiche minime di resistenza e deformabilità:

$f_{t,k}$	$F_{y,nom}$	$A_{gt}$	$E_s$
540 MPa	450 MPa	7.5 %	200 GPa

N.B.: Le forniture di barre per c.a. dovranno rispettare le caratteristiche, i requisiti ed i frattili riportati nella tab. 11.3.Ib del DM 14/01/08

#### 3.3 Acciaio da carpenteria per micropali

E' previsto l'utilizzo di acciai da carpenteria in tubi per l'armatura di grado S 355 JR conforme alle indicazioni contenute nelle Norme UNI EN 10210-1 e UNI EN 10025. I parametri minimi di resistenza e deformabilità sono ( $t < 40$  mm):

$f_{yk}$	$f_{tk}$	E	$\nu$	$\alpha$
355 MPa	510 MPa	210 GPa	0.3	$12 \cdot 10^{-6} \text{ } ^\circ\text{C}^{-1}$



## 4. MODELLO GEOTECNICO DEI MICROPALI

Dalle indagini geognostiche eseguite nell'area di intervento a cura del Dott. Geol. Nicola D'Orazio e dal relativo studio geologico risulta che la stratigrafia dell'area di intervento è formata da una coltre vegetale a ricoprimento di materiale di riporto ed in successione da un banco di marne e calcari marnosi alternate ad argille marnose e calcareniti. Il riporto superficiale ha spessore di 2.00 m – 2.50 m. I micropali formanti la fondazione del cordolo si considerano conseguentemente a sbalzo per i primi 2 metri nei quali attraversano la coltre vegetale ed i riporti e sono quindi vincolati alla sola base marnosa. Le unità individuate hanno le seguenti caratteristiche di resistenza minime.

Unità	Litotipo	da (m)	a (m)	$\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	$c_u$ (kPa)
1	Fill (riporto)	0.00	2.50	18	30
2	Marne..	2.50	--	20	120

### 4.1 Resistenza dei micropali

Nella valutazione della resistenza laterale dei micropali, installati con iniezione continua e ripetuta, il parametro dominante risulta la pressione di iniezione [ Lancellotta e Calavera, (1999) Fondazioni, McGraw-Hill, MI, I ]. La pressione di iniezione viene correlata, in terreni coesivi, alla coesione non drenata, dall'espressione  $p_{in} \approx 10 c_u$ .

Considerando i valori minimi di  $c_u$  riportati nel prospetto precedente, e considerando dimensionante l'unità 2 nella resistenza dei micropali, il valore caratteristico risulta (cfr NTC08 § 6.4.3), per 2 verticali indagate,  $c_{u,k} = c_{u,min} / \xi_4 = 120 / 1.65 = 77.42$  kPa. La pressione di iniezione ( $p_{im}$ ) risulta quindi ragionevolmente e cautelativamente definita in 750 kPa ( $\approx 7.5$  atm) negli strati marnosi.

Per pressioni di iniezione superiori a 500 kPa, l'adesione laterale del micropalo ( $f_s$  in MPa) risulta data dall'espressione, per iniezione ripetuta (con  $p_{im}$  in MPa):

$$f_s = 0.095 + 0.085 * p_{im} = 0.161 \text{ MPa}$$

Per iniezioni ripetute il diametro efficace ( $D_{in}$ ) risulta variabile da 1.5 a 2.0 volte il diametro di perforazione, si considera comunque, considerando il diametro di perforazione ( $D_p$ ) uguale a 225 mm, un diametro efficace cautelativamente e ragionevolmente uguale per perforazioni in marne a  $D_{in} = 1.40 D_p = 315$  mm.

I volumi iniettati dovranno essere non inferiori a 2 volte il volume teorico del perforo.

La resistenza laterale caratteristica risulta dall'integrazione dell'adesione sulla superficie del palo, pertanto si ottiene, per metro di sviluppo del fusto del micropalo:

$$r_{c,k} = r_{t,k} = \pi D_{in} f_s = 159.134 \text{ kN/m}$$

trascurando la resistenza alla punta e considerando liberi i primi 2 metri del micropalo, per tenere conto del disturbo di installazione e della conformazione geometrica delle scarpate in cui sono installati, si rilevano i seguenti valori della resistenza di progetto, in compressione e trazione, per i set A1M1R1 (app. 1 comb. 1) e A2M1R2 (app. 1 comb. 2) per micropali di lunghezza 8.5 m di perforazione (tubo 9.00 m per tenere conto della quota di inghisaggio nel cordolo superiore) considerando i coefficienti parziali da applicare alle resistenze caratteristiche (cfr § 6.4.11 delle NTC08):

$L_p$	$R_{c,k}$	$\gamma_s$	$R_{c,d}$	$\gamma_{st}$	$R_{t,d}$	$\gamma_s$	$R_{c,d}$	$\gamma_{st}$	$R_{t,d}$
[m]	[kN]	[R1]	[kN]	[R1]	[kN]	[R2]	[kN]	[R2]	[kN]
8.5	1034	1.00	1034	1.00	1034	1.45	713.3	1.60	646.4

Le curve teoriche carico/cedimento possono essere valutate considerando separatamente il contributo elastico strutturale del palo e quello rigido (geotecnico) valutato considerando un comportamento iperbolico del palo [ Fleming (1992) "A new method for single pile settlement prediction analysis", Geotechnique 42, No. 3, 441-425 ]. Il cedimento elastico per valori inferiori al carico limite risulta:

$$w_e = Q(L_0 + k_e L_a) / EA$$

essendo:  $L_0$  la lunghezza libera (2.0 m),  $L_a$  la lunghezza vincolata ( $L_p - L_0$ ),  $EA$  il parametro di deformabilità elastica del palo,  $k_e$  rapporto tra la lunghezza equivalente dell'area laterale e quella vincolata assunta uguale a 0.5. Il cedimento geotecnico viene definito mediante l'espressione:

$$w_r = M_s D_{in} Q / (Q_u - Q)$$

essendo:  $Q_u$  il valore asintotico di resistenza ( $Q_u = 0.889/Q_{s,k}$  che deriva dall'assunto che in corrispondenza del carico caratteristico il cedimento sia doppio rispetto a quello rilevato al 90% del carico caratteristico nell'ipotesi di andamento iperbolico della curva carico-cedimenti).  $M_s$  è un fattore adimensionale che dipende dalla deformabilità relativa tra palo e terreno e che assume valori variabili tra 0.001 e 0.0015. Si trascura il contributo della punta nella valutazione della resistenza e del cedimento.

I tubi di armatura previsti hanno diametro esterno di 177.8 mm e sono installati mediante manicotti di giunzione; nel prospetto seguente sono riportate le caratteristiche geometriche e meccaniche in funzione della variabilità dello spessore:

De	s	Di	r <sub>m</sub>	A	J	f <sub>yd</sub>	N <sub>yd</sub>	M <sub>yd</sub>	M <sub>ud</sub>	T <sub>d</sub>	EA
[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm <sup>2</sup> ]	[10 <sup>4</sup> mm <sup>4</sup> ]	[MPa]	[kN]	[kN·m]	[kN·m]	[kN]	[MN]
177.80	12.50	152.80	82.65	6491.32	2229.79	338.10	2194.68	90.70	115.48	316.78	1363.18
177.80	8.00	161.80	84.90	4267.54	1541.44	261.90	1117.69	47.45	60.41	161.32	896.18
177.80	6.30	165.20	85.75	3394.33	1249.62	338.10	1147.61	49.20	62.65	165.64	712.81

La verifica di resistenza viene definita cautelativamente dal soddisfacimento dell'espressione, limitando i pali al campo elastico:

$$N / N_{yd} + M / M_{yd} \leq 1$$

Nella figura 4.1 sono indicate le curve carico cedimento per le diverse lunghezze del micropalo analizzate per un moduli di deformabilità elastica del palo rispettivamente EA = 1107 MN e EA = 1040 MN, considerando il solo contributo strutturale del tubo nel valore medio.

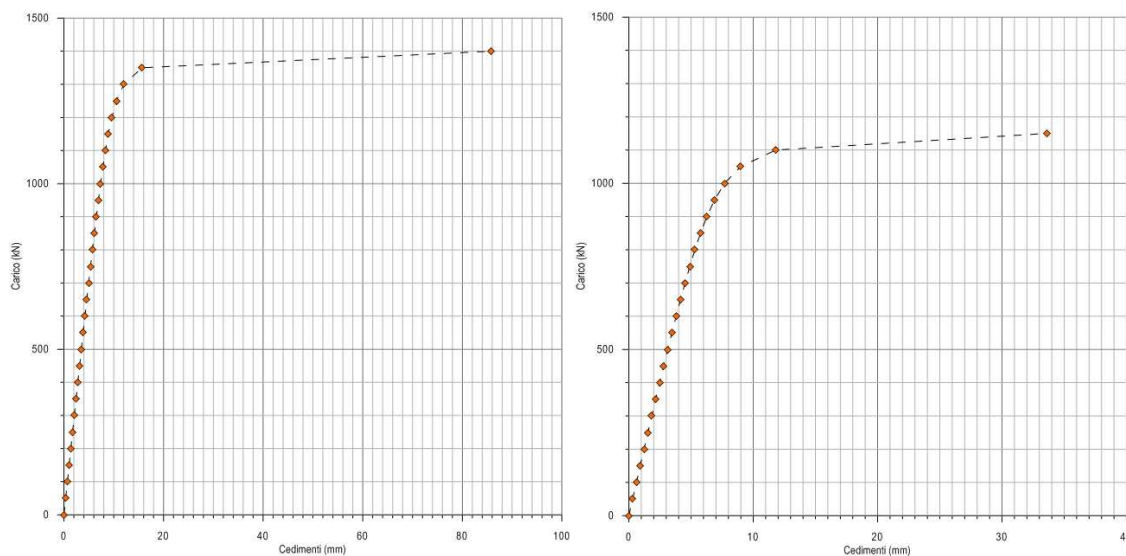


Fig. 4.1 – Diagramma carico cedimento

## 4.2 Azioni orizzontali

Per la valutazione delle azioni orizzontali si considera un modello di terreno a comportamento liquido con caratteristiche costanti con la profondità in cui la pressione risulta correlata linearmente allo spostamento mediante l'espressione:

$$p = k_s w$$

essendo  $p$  la pressione agente sul terreno,  $k_s$  il modulo del terreno e  $w$  lo spostamento della fondazione. Il modulo del terreno viene definito seguendo le indicazioni fornite da Bowles considerando che il carico limite della fondazione si raggiunge in corrispondenza di uno spostamento di 0.025 m, per cui risulta il modulo secante ( $q_{LIM}$  in kPa):

$$k_s = q_{LIM} / 0.025 \text{ m} = 40 q_{LIM}$$

considerando che la resistenza laterale in terreni coesivi si raggiunge per un valore  $q_{LIM} = 9 c_{u,k}$  e valutando un parametro medio di coesione non drenata dell'unità prevalente di 130 kPa, per cui  $q_{LIM} = 1170$  kPa, si ottiene:  $k_s = 40 \times 360 = 46800$  kN/m<sup>3</sup>. Il palo risulta quindi soggetto, considerando una lunghezza libera di 2.0 ad un momento e ad un carico orizzontale. Considerando la soluzione di trave su suolo elastico di tipo liquido (si considera la trave infinitamente estesa), i coefficienti di rigidità risultano (per EJ si considera il solo contributo del tubo):

De / s	khh	kmm	khm
[mm]	[MN/m]	[MN.m/rad]	[MN]
177.8 / 8	12.711	6.430	-6.393
177.8 / 12.5	15.655	8.822	-8.31

Rotazioni e spostamenti dei pali in testa sono quindi definiti dalla soluzione del sistema:

$$H = k_{hh} u + k_{hm} \theta$$

$$M = k_{hm} u + k_{mm} \theta$$

Il carico orizzontale, per tenere conto dell'interazione alle azioni orizzontali, si considera ripartito per il 66.67% sul palo anteriore e per il 33.33% sul palo posteriore. Agli spostamenti ottenuti occorre sommare lo spostamento elastico del tratto a sbalzo di altezza  $h = 2.0$  m dato dalla combinazione dello spostamento elastico  $u_m$  e dal contributo della rotazione:  $u_{tot} = u + u_m + h \theta$

## 5. ANALISI DEI CARICHI

I carichi agenti derivano essenzialmente dal peso proprio del cordolo, dal peso della pavimentazione stradale, dal peso della barriera di sicurezza, dai carichi mobili e dall'urto contro le barriere di sicurezza.

### 5.1 Carichi permanenti strutturali ( $G_1$ )

Le azioni permanenti strutturali sono quelle dovute al peso del cordolo in c.a. Lo spessore del cordolo è di 50 cm in corrispondenza dei micropali ( $L = 1.50$  m) ed in corrispondenza della barriera di sicurezza ( $L = 0.60$  m). Nella restante parte lo spessore è di 35 cm ( $L = 0.90$  m). Il peso del cordolo è cautelativamente comprensivo dello spessore della lastra predalle.

$$q_{pp1} = 0.50 \cdot 25 = 12.50 \text{ kN/m}^2;$$

$$q_{pp2} = 0.35 \cdot 25 = 8.75 \text{ kN/m}^2.$$

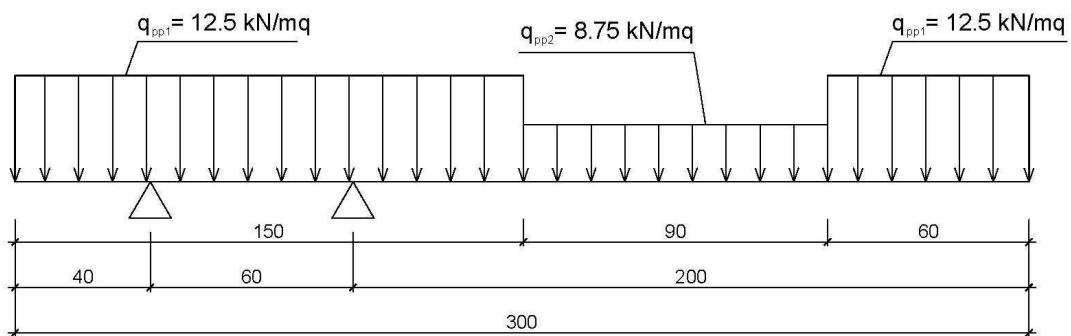


Fig. 5.1 – Carichi permanenti strutturali

### 5.2 Carichi permanenti non strutturali ( $G_2$ )

I carichi permanenti non strutturali sono il peso della pavimentazione stradale in conglomerato bituminoso ( $\gamma = 22 \text{ kN/m}^3$ ) di spessore 15 cm e il peso della barriera di sicurezza ( $Q_{bar} = 0.7 \text{ kN/m}$ ), per la quale si prevede un montante ogni 3 metri.

$$q_{pav} = 0.15 \cdot 22 = 3.30 \text{ kN/m}^2;$$

$$q_{bar} = 0.70 \text{ kN/m} \cdot 3 \text{ m} = 2.10 \text{ kN}.$$

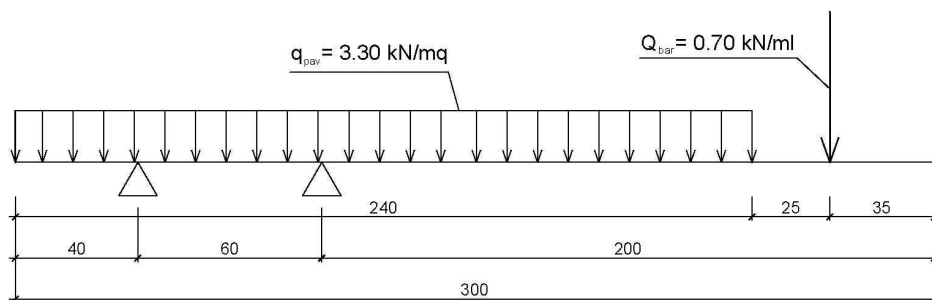


Fig. 5.2 – Carichi permanenti non strutturali

### 5.3 Carichi variabili da traffico ( $Q_{ak}$ )

I carichi da traffico sono quelli previsti per il calcolo delle strutture secondarie d'impalcato (cfr §5.1.3.3.6 NTC08). Nel caso specifico si assume il carico associato ad un'unica impronta (dim. 60x35 cm) dello Schema di carico 2 (cfr fig. 5.1.2 NTC 08) sulla quale grava un'azione di 200 kN e che verrà disposta in adiacenza della barriera di sicurezza in modo da determinare le massime sollecitazioni sulle strutture.

$$q_{ak} = 200 / 0.60 = 333.3 \text{ kN/m};$$

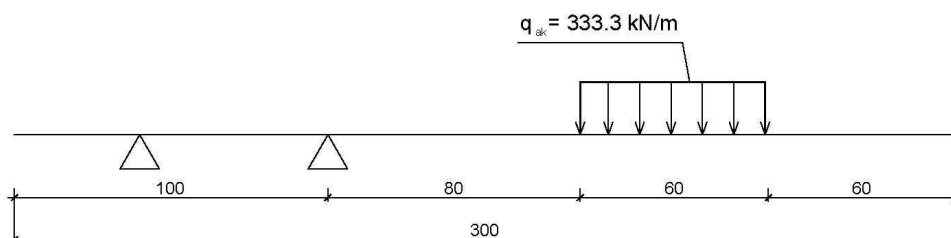


Fig. 5.3 – Carichi variabili da traffico secondo lo Schema di carico 2

Al fine del dimensionamento delle strutture si considera una diffusione del carico da traffico locale attraverso la pavimentazione e lo spessore del cordolo che avviene secondo un angolo di  $45^\circ$ , fino al piano medio dello stesso. Tenendo conto dell'effetto lastra si considerano, nelle verifiche degli elementi, le sollecitazioni agenti sul cordolo avente larghezza determinata a partire dal punto medio del carico e considerando una diffusione sempre a  $45^\circ$  fino alla sezione in esame (cfr fig. 5.4).



#### 5.4 Urto di veicolo in svio su sicurvia (q<sub>8</sub>)

Il dimensionamento del cordolo in c.a. e dei micropali dovrà prevedere anche una combinazione di carico eccezionale in cui sia contemplata l'azione eccezionale determinata dall'urto contro i sicurvia di un veicolo in svio secondo quanto previsto al § 5.1.3.10 delle NTC08. In particolare si considererà la condizione più sfavorevole nella quale la forza orizzontale d'urto di 100 kN (cfr § 3.6.3.3.2) sia applicata direttamente al montante della barriera (disposti con un interasse di 3 metri l'uno dall'altro). L'azione verrà considerata applicata ad una quota, misurata dal piano viabile, uguale a  $h_2 = 1.00$  metro. Rispetto l'asse geometrico del cordolo, l'altezza di applicazione dell'urto risulta di:

$$h_{tot} = 1.00 + 0.15 + 0.35/2 = 1.325 \text{ m};$$

si avrà pertanto

$$T_{svio} = 100 \text{ kN};$$

$$M_{svio} = 100 \text{ kN} \cdot h_{tot} = 132.5 \text{ kNm}.$$

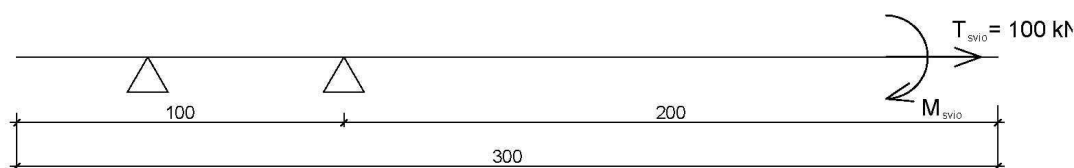


Fig. 5.5 – Carichi variabili da traffico secondo lo Schema di carico 2

#### 5.5 Azione sismica (EQK)

Per la struttura è prevista una vita nominale di 50 anni (tipo di costruzione 2) ed un coefficiente d'uso di 1.0 (classe d'uso II) per cui il periodo di riferimento risulta di 50 anni. In funzione delle coordinate sismiche, e per categoria di suolo C i principali parametri sismici sono quelli riportati nel seguente prospetto.

	Vr	p	TR	a <sub>g</sub>	F <sub>o</sub>	TC*	Fv	Ss	St	Cc	TC	TB	TD	dg	vg
	[anni]	[%]	[anni]	[g]	[-]	[s]	[-]	[-]	[-]	[-]	[s]	[s]	[s]	[mm]	[m/s]
SLO	75	81	46	0.066	2.453	0.309	0.849	1.500	1.000	1.547	0.478	0.159	1.863	21.55	0.074
SLD	75	63	76	0.081	2.484	0.330	0.954	1.500	1.000	1.514	0.500	0.167	1.924	28.60	0.095
SLV	75	10	712	0.194	2.433	0.415	1.448	1.416	1.000	1.403	0.583	0.194	2.377	93.37	0.251
SLC	75	5	1463	0.249	2.427	0.435	1.634	1.338	1.000	1.382	0.601	0.200	2.595	127.3	0.314



L'azione sismica genera sollecitazioni inferiori a quelle dei carichi variabili da traffico, con le quali non va comunque combinata. Si trascurano pertanto gli effetti sulle strutture dovuti alle azioni sismiche in quanto non dimensionanti.

## 5.6 Combinazione dei carichi

Le combinazioni dei carichi sono quelle trattate nel § 2.5.3 delle NTC08 considerando il Gruppo di azioni 1 associato allo Schema di carico 2 (cfr Tab. 5.1.IV NTC08). I coefficienti parziali di sicurezza da adottare per le combinazioni SLU sono quelli riportati nella Tabella 5.2.V delle NTC08. I coefficienti di partecipazione per le arie combinazioni sono quelli riportati nella tabella 5.1.VI delle NTC08. Si adottano i coefficienti A1 STR per le verifiche strutturali (calcolo sezione c.a. cordolo e dimensionamento armatura metallica micropalo) ed i coefficienti A2 GEO per le verifiche geotecniche (portanza micropali).

Per il dimensionamento geotecnico delle fondazioni su micropali (SLU GEO) si utilizzerà l'approccio 1 (cfr § 4.1):

Combinazione 1: set A1+M1+R1 (rif. §6.4.3.1 NTC08);

Combinazione 2: set A2+M1+R2 (rif. §6.4.3.1 NTC08).

In particolare le combinazioni delle azioni esaminate sono le seguenti:

$$\gamma_{G1}G_1 + \gamma_{G2}G_2 + \gamma_{Q1}Q_{k1} + \gamma_{Q2}\psi_{02}Q_{k2} + \gamma_{Q3}\psi_{03}Q_{k3} + \dots$$

dove  $G_1$  e  $G_2$  si riferiscono rispettivamente ai carichi permanenti strutturali e ai carichi permanenti non strutturali,  $\gamma_{G1}/\gamma_{G2}/\gamma_{Qi}$  sono i coefficienti parziali di sicurezza (rif. Tab. 2.6.I NTC08),  $Q_{k1}$  è l'azione variabile dominante e  $\psi_{0i}$  è il coefficiente di combinazione (rif. Tab. 2.5.I NTC08).

Le verifiche agli SLE della sezione in c.a. del cordolo (stato limite di fessurazione e massime tensioni in esercizio) verranno svolte considerando le combinazioni di carico non fattorizzate previste al punto 2.5.3 delle NTC2008:

Combinazione caratteristica (rara):  $G_1 + G_2 + Q_{k1} + \psi_{02}Q_{k2} + \psi_{03}Q_{k3} + \dots$

Combinazione frequente:  $G_1 + G_2 + \psi_{11}Q_{k1} + \psi_{22}Q_{k2} + \psi_{23}Q_{k3} + \dots$

Combinazione quasi permanente:  $G_1 + G_2 + \psi_{21}Q_{k1} + \psi_{22}Q_{k2} + \psi_{23}Q_{k3} + \dots$

dove  $G_1$  e  $G_2$  si riferiscono rispettivamente ai carichi permanenti strutturali e ai carichi permanenti non strutturali,  $Q_{k1}$  è l'azione variabile dominante e  $\psi_{0i}/\psi_{1i}/\psi_{2i}$  sono i coefficienti di combinazione.

Ai sensi del § 5.1.3.10 delle NTC08 il progetto del cordolo e dei micropali deve essere considerata una condizione di carico eccezionale nella quale la forza orizzontale d'urto su sicurvia si associa un carico verticale isolato sulla sede stradale costituito dal secondo schema di carico, posizionato in adiacenza al sicurvia e disposto nella posizione più sfavorevole. Pertanto, oltre alle verifiche agli SLU e agli SLE, si considererà una combinazione eccezionale, impiegata per gli stati limite ultimi connessi all'azione eccezionale di progetto  $A_d$ , data da:

$$G_1 + G_2 + A_d + \psi_{21} Q_{k1} + \psi_{22} Q_{k2} + \psi_{23} Q_{k3} + \dots$$

nel quale l'azione eccezionale  $A_d$  è generata dall'urto del veicolo in svio (q8) contro la barriera di sicurezza.

## 6. VERIFICA DEI MICROPALI

### 6.1 Verifica collasso per carico limite micropali

Nel presente paragrafo vengono esposte le verifiche geotecniche di portanza dei micropali di fondazione. Lo schema statico per il calcolo delle reazioni sui micropali è quello riportato in fig. 6.1 considerando la condizione di massimo sbalzo che si manifesta in corrispondenza delle sezioni C-C ed E-E (cfr fig. 1.4). A favore di sicurezza si trascura la presenza del terreno sotto i micropali. I carichi agenti, illustrati nel capitolo 5, vengono determinati considerando una larghezza di sezione di cordolo di 320 cm, dedotta dalla diffusione a 45° per tener conto dell'effetto lastra (cfr fig. 5.4).

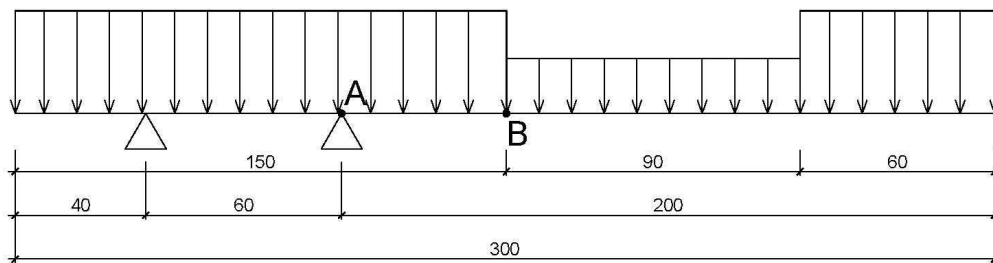


Fig. 6.1 – Schema statico e sezioni di verifica cordolo in c.a.

$$q_{pp1} = 12.50 \text{ kN/m}^2 \cdot 3.20 \text{ m} = 40 \text{ kN/m};$$

$$q_{pp2} = 8.75 \text{ kN/m}^2 \cdot 3.20 \text{ m} = 28 \text{ kN/m};$$

$$q_{ak} = 200 / 0.60 = 333.3 \text{ kN/m};$$

$$q_{pav} = 3.30 \text{ kN/m}^2 \cdot 3.20 \text{ m} = 10.56 \text{ kN/m}^2;$$

$$q_{bar} = 0.70 \text{ kN/m} \cdot 3 \text{ m} = 2.10 \text{ kN};$$

$$T_{svio} = 100 \text{ kN};$$

$$M_{svio} = 100 \text{ kN} \cdot h_{tot} = 132.5 \text{ kNm}$$

Di seguito si riportano le reazioni per le combinazioni agli SLU e per le combinazioni eccezionali

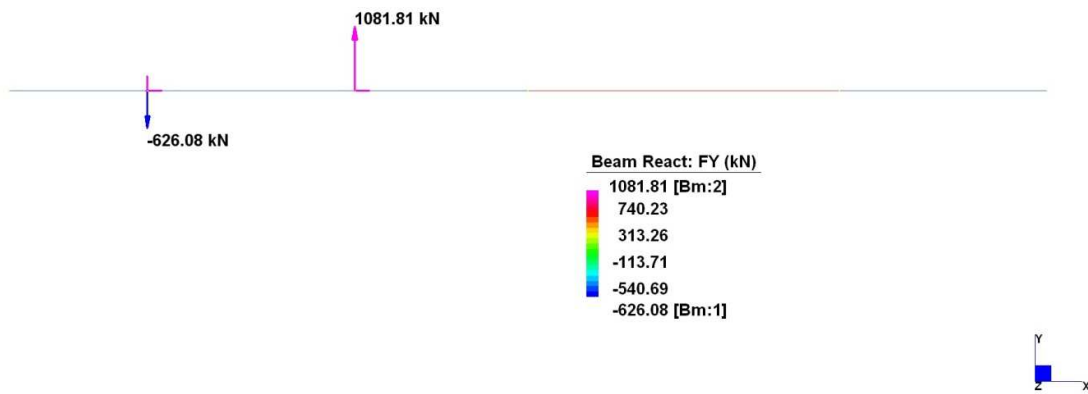


Fig. 6.2 – Reazione micropali: combinazione SLU A1 STR

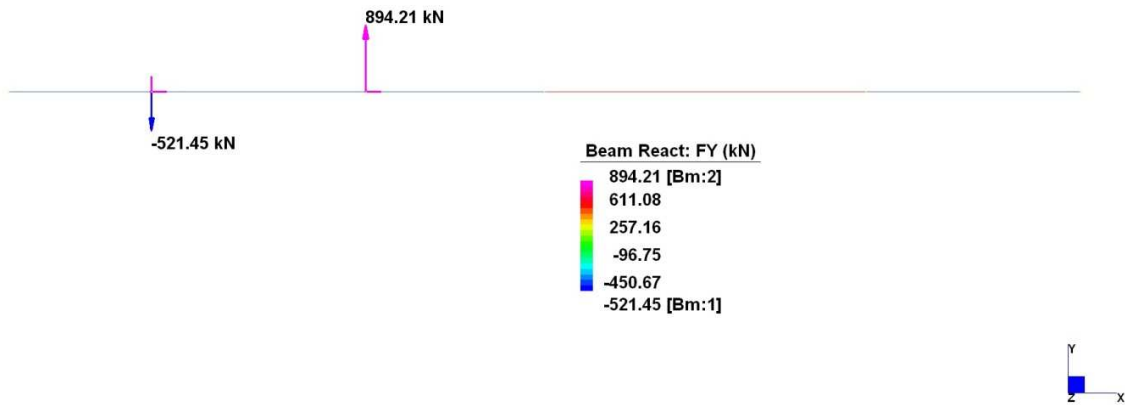


Fig. 6.3 – Reazione micropali: combinazione SLU A2 GEO

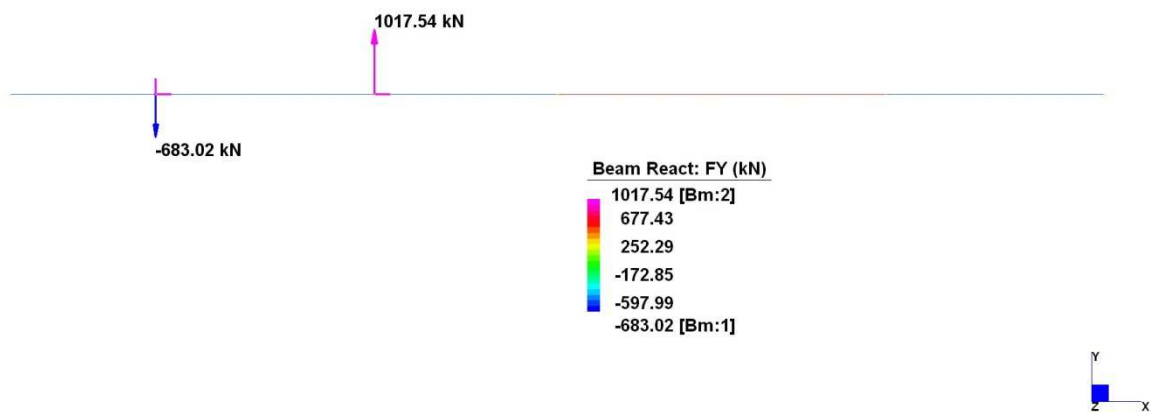


Fig. 6.4 – Reazione micropali: combinazione ECCEZIONALE

I valori dedotti sono riferiti ad una lunghezza di cordolo di 3.20 metri ( $R_{i=3.2}$  nella tabella seguente). L'interasse della coppia di pali è invece di 2.50 metri. Pertanto la reazione effettiva del micropalo è quella indicata nella tabella successiva con  $R_{i=2.5}$

Nel prospetto seguente vengono riassunte le azioni di progetto agenti sui micropali, che vengono confrontate con le resistenze di progetto definite al paragrafo 4.1 della presente relazione.

Combinazione di carico	$L_p$ [m]	$R_{t,i=3.2}$ [kN]	$R_{t,i=2.5}$ [kN]	$R_{t,d}$ [kN]	$R_{c,i=3.2}$ [kN]	$R_{c,i=2.5}$ [kN]	$R_{c,d}$ [kN]
A1 STR	8.50	-626.08	<b>-489.13</b>	<b>-1034.3</b>	1081.81	<b>845.16</b>	<b>1034.3</b>
A2 GEO	8.50	-521.45	<b>-407.38</b>	<b>-646.4</b>	894.21	<b>698.60</b>	<b>713.3</b>
ECCEZIONALE	8.50	-683.02	<b>-533.61</b>	<b>-1034.3</b>	1017.54	<b>794.95</b>	<b>1034.3</b>

## 6.2 Verifica armatura micropali

Nel presente paragrafo vengono espone le verifiche strutturali dei tubi di armatura dei micropali di fondazione, soggetti alle azioni assiali, flessionali e taglianti, generate dalle azioni trasmesse dalla struttura in elevazione. Le caratteristiche geometriche e meccaniche dei tubi sono riportate nel paragrafo 4.1. I tubi di armatura hanno tutti diametro esterno di 177.8 mm e spessore 8 mm.

Il prospetto seguente riporta le sollecitazioni agenti sul micropalo più sollecitato (micropalo anteriore) alla base della lunghezza libera di 2.0 metri considerata a partire dall'intradosso del cordolo, tenuto conto della ripartizione del taglio proveniente dal cordolo tra la coppia dei micropali di 66.67% sul palo anteriore e per il 33.33% sul palo posteriore (cfr § 4.2).

COMBINAZIONE ECCEZIONALE		
$N_{tub}$ [kN]	$H_{tub}$ [kN]	$M_{tub}$ [kNm]
794.95	66	-

Tale condizione di carico risulta essere cautelativa anche in virtù della disposizione a quinconce in pianta dei micropali, che avrebbe consentito una ripartizione maggiormente equilibrata del carico tra i due micropali formanti la coppia, ancor di più se si considera che la distribuzione del carico avviene per mezzo di un cordolo pensato infinitamente rigido nel proprio piano.

In Appendice si riporta il calcolo delle sollecitazioni massime (taglio e momento) agenti nel tubo di armatura infisso nel terreno e soggetto alle sollecitazioni di cui sopra. Si considera a vantaggio di sicurezza, la situazione cautelativa nella quale nei micropali siano consentite rotazioni in sommità al collegamento con la fondazione (*free head conditions*). Nel prospetto seguente vengono riportate le sollecitazioni trovate e le verifiche a resistenza (presso-flessione) della sezione in acciaio del tubo.

$N_{tub}$ [kN]	$T_{free}$ [kN]	$M_{free}$ [kNm]	$N / N_{yd} + M / M_{yd}$	$T_{yd}$ [kN]
794.95	13.72	21.40	$0.90 < 1$	161.32

Il coefficiente di sicurezza prossimo a 1 si ritiene ragionevolmente congruo non avendo considerato nei calcoli l'irrigidimento conseguente all'iniezione interna al tubo ed avendo escluso la resistenza laterale della quota dei pali immersi nel rilevato.

Nella resistenza a flessione si trascura l'influenza del taglio in quanto  $T_{free} < 0.5 T_{yd}$  (cfr § 4.2.4.1.2 NTC08)

Chieti, maggio 2011

Il progettista strutturale  
Ing. Antonello Desideri

## APPENDICE – DETERMINAZIONE MASSIME SOLLECITAZIONI ARMATURA MICROPALI

PILES UNDER HORIZONTAL LOADS - LIQUID SOIL

Constant modulus  $\zeta := 1$

Soil modulus and Poisson Ratio  $E_s := \zeta \cdot 11.76 \cdot \text{MPa}$   $\nu := 0.45$  Pile diameter  $D_i := 0.315 \cdot \text{m}$   $J_p := 0.0000223 \cdot \text{m}^4$

Free length  $L_0 := 2 \cdot \text{m}$

Pile length  $L_p := 8.5 \cdot \text{m} - L_0$  Pile Young modulus  $E_p := 210 \cdot \text{GPa}$

Soil Modulus  $k_s := \frac{E_s}{D_i \cdot (1 - \nu^2)}$   $k_s = 46.813 \cdot \frac{\text{MPa}}{\text{m}}$

Soil pile constants

$\beta := k_s \cdot D_i$   $\alpha := \left( \frac{k_s \cdot D_i}{4E_p \cdot J_p} \right)^{0.25}$   $\alpha \cdot L_p = 6.123$   $\text{checklength} := \begin{cases} \text{"flexible"} & \text{if } \alpha \cdot L_p > 0.8 \\ \text{"rigid"} & \text{otherwise} \end{cases}$

$D_0 := \sinh(\alpha \cdot L_p)^2 - \sin(\alpha \cdot L_p)^2$

$A_1 := \frac{(\sinh(\alpha \cdot L_p) \cdot \cosh(\alpha \cdot L_p) - \sin(\alpha \cdot L_p) \cdot \cos(\alpha \cdot L_p))}{D_0}$

$A_2 := \frac{\sinh(\alpha \cdot L_p)^2 + \sin(\alpha \cdot L_p)^2}{D_0}$

$A_3 := \frac{(\sinh(\alpha \cdot L_p) \cdot \cosh(\alpha \cdot L_p) + \sin(\alpha \cdot L_p) \cdot \cos(\alpha \cdot L_p))}{D_0}$

$B_1 := \frac{(\sin(\alpha \cdot L_p) \cdot \cosh(\alpha \cdot L_p) - \cos(\alpha \cdot L_p) \cdot \sinh(\alpha \cdot L_p))}{D_0}$

$B_2 := \frac{2 \cdot \sin(\alpha \cdot L_p) \cdot \sinh(\alpha \cdot L_p)}{D_0}$

$B_3 := \frac{(\cos(\alpha \cdot L_p) \cdot \sinh(\alpha \cdot L_p) + \sin(\alpha \cdot L_p) \cdot \cosh(\alpha \cdot L_p))}{D_0}$

### PILE HEAD STIFFNESSES

Translational stiffness  $K_{hh} := \frac{\beta \cdot A_3}{\alpha \cdot (2A_1 \cdot A_2 - A_2^2)} = 15.655 \cdot \frac{\text{MN}}{\text{m}}$

**fixed head stiffness**

Rotational stiffness  $K_{mm} := -\frac{\beta \cdot A_1}{2 \cdot \alpha^3 \cdot (A_2^2 - 2A_1 \cdot A_3)} = 8.822 \cdot \frac{\text{MN} \cdot \text{m}}{\text{rad}}$

**hinged head stiffness**

Cross stiffness  $K_{mh} := -\frac{A_2}{A_1} \cdot \alpha \cdot K_{mm} = -8.31 \cdot \text{MN}$

### FREEHEAD Conditions

Translational stiffness  $K_{hh\text{free}} := \frac{\beta}{2\alpha \cdot A_1}$

**free head condition**

Rotational stiffness  $K_{mm\text{free}} := \frac{\beta}{4 \cdot \alpha^3 \cdot A_3}$

$$\text{Loads} \quad H1 := 0 \cdot \text{m} \quad H := 66 \cdot \text{kN} \quad M := H \cdot H1 \quad M = 0 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Spostamenti e rotazioni testa palo.....

$$v_{ap}(H) := A1 \frac{2 \cdot H \cdot \alpha}{\beta} \quad v_{am}(M) := A2 \cdot \frac{2 \cdot M \cdot \alpha^2}{\beta} \quad \varphi_{ap}(H) := -A2 \cdot \frac{2 \cdot H \cdot \alpha^2}{\beta} \quad \varphi_{am}(M) := -A3 \cdot \frac{4 \cdot M \cdot \alpha^3}{\beta}$$

Spostamenti e rotazioni base palo.....

$$v_{bp}(H) := -B1 \frac{2 \cdot H \cdot \alpha}{\beta} \quad v_{bm}(M) := -B2 \cdot \frac{2 \cdot M \cdot \alpha^2}{\beta} \quad \varphi_{bp}(H) := -B2 \cdot \frac{2 \cdot H \cdot \alpha^2}{\beta} \quad \varphi_{bm}(M) := -B3 \cdot \frac{4 \cdot M \cdot \alpha^3}{\beta}$$

$$v_{afree} := v_{ap}(H) + v_{am}(M) \quad \varphi_{afree} := \varphi_{ap}(H) + \varphi_{am}(M)$$

$$v_{bfree} := v_{bp}(H) + v_{bm}(M) \quad \varphi_{bfree} := \varphi_{bp}(H) + \varphi_{bm}(M)$$

Determinazione eqazione linea elastica...

$$a(z) := e^{-\alpha z} \cdot \cos(\alpha \cdot z) \quad b(z) := e^{-\alpha z} \cdot \sin(\alpha \cdot z) \quad c(z) := e^{\alpha z} \cdot \cos(\alpha \cdot z) \quad d(z) := e^{\alpha z} \cdot \sin(\alpha \cdot z)$$

### Condizioni FREEHEAD

$$C1 := 0.1 \cdot \text{m} \quad C2 := 0.1 \cdot \text{m} \quad C3 := 0.1 \cdot \text{m} \quad C4 := 0.1 \cdot \text{m}$$

$$C1 \cdot a(0 \cdot \text{m}) + C2 \cdot b(0 \cdot \text{m}) + C3 \cdot c(0 \cdot \text{m}) + C4 \cdot d(0 \cdot \text{m}) - v_{afree} = 0$$

$$C1 \cdot a(Lp) + C2 \cdot b(Lp) + C3 \cdot c(Lp) + C4 \cdot d(Lp) - v_{bfree} = 0$$

$$\alpha \cdot [(-C1 + C2) \cdot a(0 \cdot \text{m}) + (-C1 - C2) \cdot b(0 \cdot \text{m}) + (C3 + C4) \cdot c(0 \cdot \text{m}) + (-C3 + C4) \cdot d(0 \cdot \text{m})] - \varphi_{afree} = 0$$

$$\alpha \cdot [(-C1 + C2) \cdot a(Lp) + (-C1 - C2) \cdot b(Lp) + (C3 + C4) \cdot c(Lp) + (-C3 + C4) \cdot d(Lp)] - \varphi_{bfree} = 0$$

$$C := \text{Find}(C1, C2, C3, C4) \quad v_{free}(z) := C0 \cdot a(z) + C1 \cdot b(z) + C2 \cdot c(z) + C3 \cdot d(z) \quad \theta(z) := -\frac{d}{dz} v_{free}(z)$$

$$M_{free}(z) := -Ep \cdot Jp \cdot \frac{d^2}{dz^2} v_{free}(z) \quad T_{free}(z) := Ep \cdot Jp \cdot \frac{d^3}{dz^3} v_{free}(z)$$

Massimi  $v_{free}(0 \cdot \text{m}) = 10.385 \text{ mm}$   $a - 2.0 \text{ m}$  dalla base della fondazione

$$v_{max} := v_{free}(0 \cdot \text{m}) + \left( \theta(0 \cdot \text{m}) \cdot L0 + \frac{H \cdot L0^3}{3 \cdot Ep \cdot Jp} \right) \quad v_{max} = 85.455 \text{ mm} \quad \text{a base fondazione...}$$

$$\zeta := 0.8 \cdot \text{m}$$

Given

$$\frac{d}{d\zeta} M_{free}(\zeta) = 0$$

$$zm := \text{Find}(\zeta) \quad zm = 0.79 \text{ m} \quad M_{free}(zm) = -21.403 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$\eta := 1 \cdot \text{m}$$

Given

$$\frac{d}{d\eta} T_{free}(\eta) = 0$$

$$hm := \text{Find}(\eta) \quad hm = 1.58 \text{ m} \quad T_{free}(hm) = -13.72 \text{ kN}$$



Diagrammi spostamenti, momento flettente e taglio nel palo...

$$z := 0,01 \cdot m \dots Lp$$

