

REGIONE TOSCANA



REGIONE TOSCANA

Direzione Difesa del Suolo e
Protezione Civile

LAVORI DI ADEGUAMENTO STATICO DEL TORRENTE CARRIONE A VALLE DEL PONTE
DELLA RFI LINEA PI-GE.

TRATTO DA PONTE DELLA RFI LINEA PI-GE A PONTE DI VIA MENCONI.

2° LOTTO

CIG: 6756773976

CUP: F83B08000130002

PROGETTO ESECUTIVO



Elaborato n. :

E.05.05

Scala:

Oggetto:

RELAZIONE GEOTECNICA E DI CALCOLO

REV	DATA	DESCRIZIONE	ESEGUITO	VERIFICATO	APPROVATO
1	Agosto 2016	Emissione		CECCARELLI	CECCARELLI
2	Ottobre 2016	Revisione aggiunta rampa			

PROGETTO:

Ing. MARCO GIOVANNI CECCARELLI
V.le Puccini 1780 55100 - LUCCA
Tel.: 0583/511648 - Fax: 0583/511030
E-mail: tecnico@deltaingegneriasrl.com

Dott. Geol. GIORGIO MAZZANTI
Regione Toscana

IL GEOLOGO:

Dott. Geol. LUIGI D'ARGLIANO
Regione Toscana

IL R.U.P.:

Dott. Ing. ANDREA MORELLI
Regione Toscana

019-2016

Premessa

Nell'ambito del progetto dei *“Lavori di adeguamento statico del torrente Carrione a valle del ponte della RFI linea Pi-Ge – Tratto da ponte della RFI linea PI-GE a ponte di via Menconi”*, sono stati svolti i calcoli di dimensionamento e verifica delle strutture necessarie alla realizzazione delle difese di sponda relativamente al tratto denominato **Lotto II**.

Attualmente è in fase di esecuzione una campagna geognostica integrativa al fine di confermare i valori dei parametri presi alla base delle verifiche strutturali: pertanto in sede di presentazione dei calcoli strutturali agli Uffici del Genio Civile potranno essere ridefiniti alcuni parametri utilizzati nella presente relazione.

Opere in progetto

Le opere in progetto sono qui di seguito brevemente riassunte:

Difese in sponda destra (vedi Tav.5):

- realizzazione di una paratia di micropali diametro reso del foro 240 mm lunghezza 11 m interasse di 0.70 m armati con tubo in spezzoni giuntati con manicotti esterni in acciaio S355 diametro 152.4 spessore 8 mm da eseguirsi dalla sommità arginale;
- smontaggio della scogliera e scavo lato fiume fino alla quota di circa -2.60 m dalla sommità del cordolo;
- realizzazione dei tiranti del 2° ordine realizzati con barra tipo Dywit diametro 32 mm da 15 m di lunghezza totale posti ad interasse di 3.50 m con inclinazione di circa 45°;
- montaggio trave portatiranti metallica e tesaggio dei tiranti
- completamento della demolizione della scogliera e dello scavo fino alla quota del fondo alveo attuale;

- rivestimento provvisorio della paratia con spritz beton
- realizzazione di un diaframma in pali di jet grouting diametro 80 cm interasse 65 cm spinti fino alla profondità di 5 m con inserimento in testa di armature di collegamento nel tratto segnalato nella planimetria;
- realizzazione dei tiranti del 1° ordine realizzati in barra tipo Dywit diametro 32 mm da 12 m di lunghezza totale posti ad interasse di 3.50 m con inclinazione di circa 45°;
- realizzazione di una trave testa pali da collegare al diaframma di jet grouting;
- realizzazione di rivestimento della paratia di micropali mediante una parete in calcestruzzo cementizio armato di 25 cm di spessore;
- realizzazione del cordolo in testa alla paratia;
- completamento dell'opera con recinzione da installare sul cordolo della paratia.

Difese in sponda sinistra (vedi Tav.6):

- scavo di regolarizzazione al piede del muro di sponda esistente;
- realizzazione di un diaframma in pali di jet grouting diametro 80 cm interasse 65 cm spinti fino alla profondità di 5 m limitatamente ai tratti segnati nella planimetria di progetto;
- riperforazione dei tratti ove è stato realizzato il diaframma in jet grouting con perforazioni poste ad interasse 0.80 m inserimento di armatura metallica composta da tubo in spezzoni manicottati in acciaio S355 diametro 139.7 spessore 8 mm;
- realizzazione di micropali diametro reso del foro 240 mm lunghezza 6 m interasse di 0.80 m armati con tubo in spezzoni giuntati con manicotti esterni in acciaio S355 diametro 139.7 spessore 8 mm da eseguirsi nei tratti dove non è stato previsto il jet grouting;

- realizzazione dei tiranti del 1° ordine realizzati in barra tipo Ischebeck Titan diametro 52/26 mm da 10 m di lunghezza totale posti ad interasse di 4.80 m con inclinazione di circa 45°;
- realizzazione di cordolo armato testa micropali e tiranti;
- realizzazione di muro in calcestruzzo cementizio armato di rivestimento del muro esistente di 30 cm di spessore con predisposizione di alloggiamento del tirante;
- realizzazione del 2° ordine di tiranti in barra tipo Ischebeck Titan diametro 52/26 mm da 10 m di lunghezza totale posti ad interasse di 4.80 m sfalsati in quinconce rispetto a quelli del primo ordine con inclinazione 45°;
- completamento del muro con copertina in calcestruzzo cementizio armato estesa anche al vecchio muro ove possibile;

Relazione sui materiali

Per la realizzazione delle strutture verranno impiegati i seguenti materiali:

CALCESTRUZZI

Calcestruzzo C28/35 N/mm²

Consistenza S4

D max 31.5 mm

Classe di esposizione XC2

ACCIAI

Tubi dei micropali:

S 355

$E_d = 21000 \text{ N/mm}^2$ modulo elastico

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

$f_{tk} = 510 \text{ N/mm}^2$ resistenza minima ultima

Tiranti in barra Dywidag

St 950/1050

$f_{ptk} = 1050 \text{ N/mm}^2$

$f_p(1) = 950 \text{ N/mm}^2$

Armatura delle opere in calcestruzzo cementizio:

B450C

$E_d = 21000 \text{ N/mm}^2$ modulo elastico

$f_{y \text{ nom}} = 450.00 \text{ N/mm}^2$ tensione nominale di snervamento

$f_{t \text{ nom}} = 540.00 \text{ N/mm}^2$ resistenza nominale ultima

Input sismico

Vita nominale 50 anni
Classe d'uso IV
Periodo di riferimento 100 anni

Coordinate (ED50)

Lat. 44.049080
Long 10.062504

Coefficiente topografico :T1

Categoria del suolo:

In conformità con quanto indicato nella relazione geologica si assume:

Categoria di suolo B

Per le verifiche della struttura
Si considerano i seguenti parametri:

SLV

Pvr	10%
Tr	949 anni
a max/g	0.171
F ₀	2.374
T _c [*]	0.299 sec
kh	0.168

SLD

Pvr	63%
Tr	101 anni
a max/g	0.073
F ₀	2.510
T _c [*]	0.270 sec

Coefficienti di cui al punto 7.11.6.3.2 delle NTC2008

= secondo il grafico 7.11.2

α = secondo il grafico 7.11.3

Parametri geotecnici

I parametri geotecnici utilizzati per i calcoli sono quelli riportati nella relazione geologica redatta dal geologo Dott.Geol. Luigi D'Argliano di Massa Carrara e qui brevemente riassunti :

Argine destro

Strato 1 spessore 4.40 m sabbie e limi argine

$\varphi = 28.5$	gradi	angolo di attrito;
$c = 0.01$	kN/mq	coesione;
$\gamma = 19.50$	kN/mc	peso specifico;
$\gamma_s = 22.10$	kN/mc	peso specifico saturo
$E_d = 27000$	KN/mq	modulo edometrico
$\nu = 0.3$		coefficiente di Poisson
$E' = 20000$	KN/mq	modulo elastico

Strato 2 spessore 6.10 m sabbie e limi

$\varphi = 28.5$	gradi	angolo di attrito;
$c = 0.01$	kN/mq	coesione;
$\gamma = 19.50$	kN/mc	peso specifico;
$\gamma_s = 22.10$	kN/mc	peso specifico saturo
$E_d = 116370$	KN/mq	modulo edometrico
$\nu = 0.3$		coefficiente di Poisson
$E' = 86000$	KN/mq	modulo elastico

Strato 3 sottostante spessore di ghiaie e sabbie

$\varphi = 39.4$	gradi	angolo di attrito;
$c = 0.01$	kN/mq	coesione;
$\gamma = 19.00$	kN/mc	peso specifico;
$\gamma_s = 22.00$	kN/mc	peso specifico saturo
$E_d = 202500$	KN/mq	modulo edometrico
$\nu = 0.3$		coefficiente di Poisson
$E' = 150000$	KN/mq	modulo elastico

Argine sinistro

Strato 1 altezza 6.50 m sabbie e limi

$\varphi = 28.5$	gradi	angolo di attrito;
$c = 0.01$	kN/mq	coesione;
$\gamma = 19.50$	kN/mc	peso specifico;
$\gamma_s = 22.10$	kN/mc	peso specifico saturo
$E_d = 116370$	KN/mq	modulo edometrico
$\nu = 0.3$		coefficiente di Poisson
$E' = 86000$	KN/mq	modulo elastico

Strato 2 sottostante spessore di ghiaie e sabbie

$\varphi = 39.4$	gradi	angolo di attrito;
$c = 0.01$	kN/mq	coesione;
$\gamma = 19.00$	kN/mc	peso specifico;
$\gamma_s = 22.00$	kN/mc	peso specifico saturo
$E_d = 202500$	KN/mq	modulo edometrico
$\nu = 0.3$		coefficiente di Poisson
$E' = 150000$	KN/mq	modulo elastico

Ai parametri geotecnici sono stati applicati i coefficienti di cui alla 6.2.II NTC 2008:

Parametro	M1	M2
tangente angolo attrito	1.00	1.25
coesione efficace	1.00	1.25
resistenza non drenata	1.00	1.40

Valutazione di affidabilità dei codici di calcolo utilizzati

Le verifiche necessarie ai sensi del DM 14.01.2008 sono state eseguite, a seconda dei casi con i seguenti codici di calcolo:

- raggiungimento della resistenza strutturale: modellazione 2D agli elementi finiti con il programma Plaxis Versione 8.2;
- verifiche di stabilità al sifonamento: modellazione 2D agli elementi finiti con il programma SLIDE 5.0
- verifiche di stabilità globale eseguite con il programma CDD Pendii STS

Nei manuali dei programmi sono presenti le descrizioni delle basi teoriche e degli algoritmi utilizzati per la soluzione del problema.

Sempre nei manuali dei programmi utilizzati sono presenti casi prova interamente risolti.

Per il caso in esame i programmi sono stati testati dal sottoscritto mediante la soluzione di svariati casi ed il confronto dei risultati con schematizzazioni semplificate ottenendo valori accettabili dei risultati.

Premesso quanto sopra si ritiene che, limitatamente alla soluzione del caso in esame, il software utilizzato sia appropriato ed affidabile.

Verifiche strutturali

Sono state individuate alcune sezioni tipo ritenute significative delle diverse situazioni geometriche che si verificano nel tratto interessato dai lavori del. **Lotto II**

In particolare, con riferimento alla planimetria ed alle sezioni sono state individuate le seguenti tipologie geometriche:

sponda destra tratto 1: terrapieno a tergo della difesa di sponda alla quota della sommità arginale;

sponda destra tratto 2 terrapieno a tergo della difesa di sponda posto alla quota del piano della segheria Vennai a circa - 4.40 m dalla sommità arginale ;

sponda sinistra tratto 1 in corrispondenza della rivendita di vernici caratterizzata dalla quota a campagna a circa - 3.10 m dalla sommità arginale;

Considerate le geometrie riscontrate è stata individuata la seguente situazione ritenuta dimensionante per l'intervento da cui scaturiscono le combinazioni di carico relative:

Le azioni rilevanti ai fini della verifica strutturale delle difese di sponda sono le seguenti:

livello della piena con Tr 200 anni desunto dal modello idraulico del Prof. Seminara nel quale sono state introdotte alcune modifiche di dettaglio delle sezioni del tratto oggetto di studio che si sono rese necessarie per esigenze strutturali e logistiche;

spinta delle terre;

azione variabile sui piazzali posti a campagna rispetto alla difesa di sponda, esclusa la sommità arginale;

azione sismica.

Le modellazioni delle difese di sponda sono state eseguite per fasi costruttive.

In relazione alle azioni sopra elencate sono state prese in considerazione dopo le fasi di costruzione le seguenti situazioni:

SITUAZIONE 1: Alveo vuoto sovraccarico sul piazzale;

SITUAZIONE 2: Alveo vuoto sisma;

SITUAZIONE 3: Livello della piena Tr 200 anni;

Le azioni sono state combinate con i coefficienti di cui alla Tab. 6.2.1 delle NTC2008

Nell' **Allegato A** si riportano gli schemi geometrici per le sezioni prese in esame

Con riferimento al punto 6.5.3.1.2 delle NTC2008 le verifiche ritenute significative per il caso in esame sono le seguenti:

SLU di tipo GEO UPL HYD:

- g1) collasso per rotazione attorno ad un punto dell'opera;
- g2) sifonamento;
- g3) instabilità globale dell'insieme terreno opera;
- g4) sfilamento di uno o più ancoraggi;
- g5) collasso per carico limite verticale

SLU di tipo STR:

- s1) raggiungimento della resistenza strutturale della paratia;
- s2) raggiungimento della resistenza strutturale in uno o più ancoraggi

La verifica di instabilità globale dell'insieme terreno opera è stata eseguita con la Combinazione 2 usando quindi i coefficienti A2+M2+R2

Le rimanenti verifiche sono state eseguite per le due combinazioni:

- Combinazione 1 A1+M1+R1;
- Combinazione 2 A2+M2+R1;

g1) collasso per rotazione attorno ad un punto dell'opera

La modellazione agli elementi finiti 2D consente di individuare fenomeni di rottura del terreno che determinano il collasso per rotazione attorno ad un punto dell'opera.

Nelle verifiche effettuate sulle varie sezioni sono stati raggiunti i valori prestabiliti dei carichi senza il prodursi di meccanismi globali di collasso nel terreno: pertanto la verifica è rispettata.

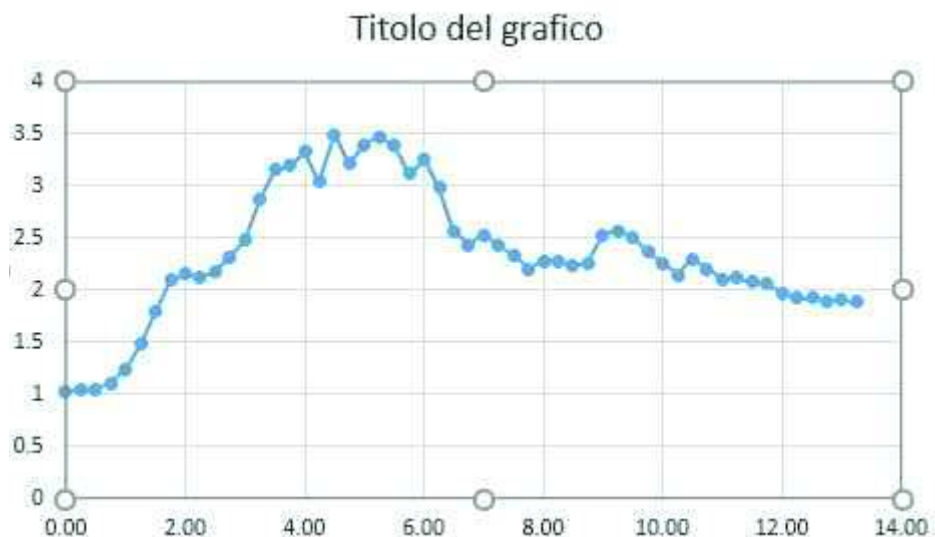
g2) sifonamento;

La verifica a sifonamento del diaframma viene eseguita in termini di pressioni neutre come richiesto al punto 6.2.3.2 del DM 14.01.2008.

Da un punto di vista generale si osserva che nel Carrione è sempre presente un deflusso minimo, le misure di falda eseguite nel febbraio-marzo 2015 nel piazzale del condominio l'Argine oscillano tra i -7.00 ed i -8.00 m dal p.c.; esiste pertanto in certe condizioni una disconnessione tra i livelli idrici nell'alveo del Carrione ed i livelli della falda circostante, tuttavia i fenomeni di sifonamento si sono chiaramente verificati nell'area circostante il condominio in particolare durante l'evento del 2014.

Il calcolo viene eseguito mediante modellazione 2D agli elementi finiti ipotizzando la presenza di un diaframma continuo profondo 5.00 dal piano campagna costituito dal diaframma di jet grouting.

Dalle registrazioni dell'idrometro di Avenza durante gli eventi del 28.11.2012 e 05.11.2014 si rileva che le forme delle onde di piena del T. Carrione sono molto ripide e le altezze idriche prossime al colmo rimangono in essere al massimo per 2-3 ore



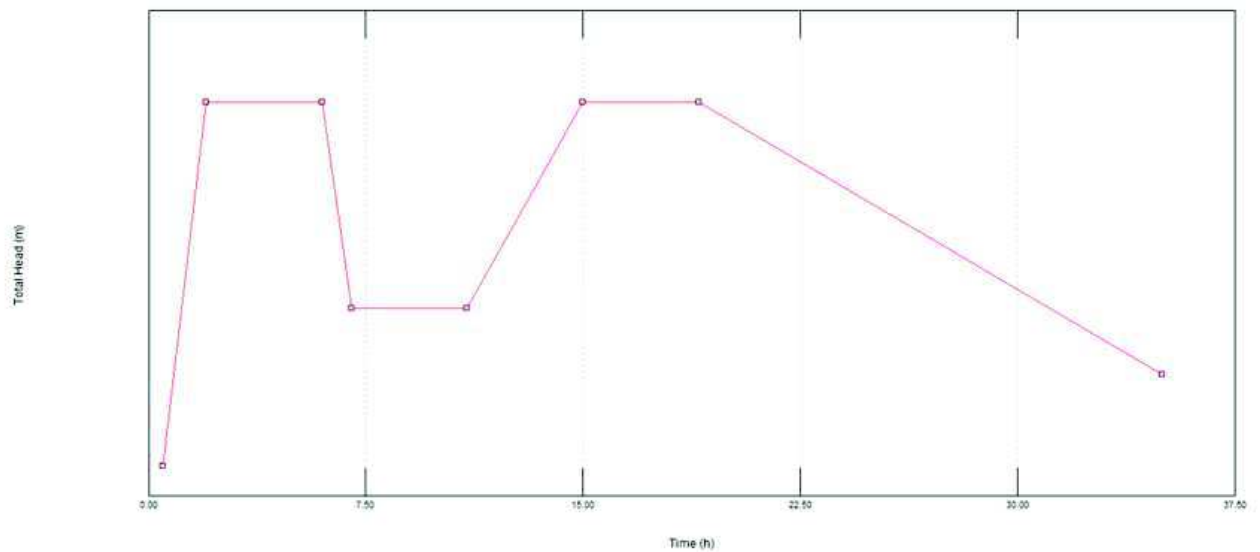
Evento del 28.11.2012



Evento del 5.11.2014

Premesso quanto sopra sono state ipotizzate due onde di piena che si susseguono ad un intervalle di 9 ore: in entrambe si mantiene l'altezza prossima a quella della piena con Tr 200 anni per 4 ore

La variazione dell'altezza nel tempo è riportata nel seguente grafico:



Nell' **Allegato B** si riporta per la sezione 30C in destra l'andamento delle pressioni neutre calcolate in regimazione di filtrazione transitorio ai seguenti tempi:

- $t = 2$ ore
- $t = 7$ ore
- $t = 11$ ore
- $t = 15$ ore
- $t = 19$ ore

Nell' **Allegato C** si riporta per la sezione 30C in sinistra l'andamento delle pressioni neutre agli stessi intervalli di tempo:

- $t = 2$ ore
- $t = 7$ ore
- $t = 11$ ore
- $t = 15$ ore
- $t = 19$ ore

La verifica viene condotta tenendo conto dei coefficienti di cui alla Tabella 6.2.VI verificando che:

$$u_{inst,d} \leq \beta_{stb,d}$$

con

$u_{inst,d}$ pressione neutra instabilizzante di progetto = $1.3 \times u_{inst,k}$

$\sigma_{stb,d}$ tensione totale stabilizzante di progetto = $0.9 \times \sigma_{stb,k}$

$u_{inst,k}$ pressione neutra calcolata

$\sigma_{stb,k}$ tensione totale calcolata

Dall'esame dei modelli risulta che la pressione neutra in corrispondenza del piano campagna si mantiene sempre negativa pertanto la verifica è soddisfatta.

g3) instabilità globale dell'insieme terreno opera.

Sono state eseguite le verifiche di stabilità globale ricercando le superfici di scivolamento che passano per il piede della paratia,

Le verifiche in sponda destra sono state eseguite per le due tipologie geometriche: tratto 1 e tratto 2 e per la sponda sinistra nel tratto a cavalle della sezione 30C. Per le tre geometrie è stata fatta una verifica ad alveo vuoto con possibile scivolamento verso l'alveo ed una ad alveo pieno ipotizzando il fondo dell'alveo impermeabile in modo da avere il carico dell'acqua come carico instabilizzante

I tabulati delle verifiche sono riportati nell' Allegato D, i coefficienti minimi trovati sono riportati nella seguente tabella:

Verifica	Coefficienti
Sezione in destra tratto 1 falda al piano alveo	1.28
Sezione in destra tratto 1 falda al tetto ghiaie	1.28
Sezione in destra tratto 1 piena Tr 200	3.60
Sezione in destra tratto 2 falda al piano alveo	5.94
Sezione in destra tratto 2 falda al tetto ghiaie	5.94
Sezione in destra tratto 2 piena Tr 200	3.97
Sezione in sinistra tratto 1 piena Tr 200	1.90

Nell' **Allegato D** si riportano le immagini ed i tabulati delle superfici di scivolamento indagate.

Le figure di sintesi dei risultati della modellazione FEM per le sezioni indagate sono riportate nei seguenti allegati:

- Allegato E** Modellazione sezione destra parte 1 condizione A1+M1+R1
Allegato F Modellazione sezione destra parte 1 condizione A2+M2+R1
Allegato G Modellazione sezione destra parte 2 condizione A1+M1+R1
Allegato H Modellazione sezione destra parte 2 condizione A2+M2+R1
Allegato I Modellazione sezione sinistra parte 1 condizione A1+M1+R1
Allegato L Modellazione sezione destra parte 1 condizione A2+M2+R1

Nelle tabelle seguenti vengono riportati i valori massimi delle caratteristiche di sollecitazione riscontrati negli elementi strutturali:

Modellazione sezione destra parte 1 condizione A1+M1+R1

Tiranti

	Sovraccarico	Piena Tr 200
Tirante alto (kN/m)	+120.60	+56.85
Tirante basso (kN/m)	+ 60.71	+11.44

Plates

		Sovraccarico	Piena Tr 200
Paratia elevazione	N (kN/m)	-165.29	-77.18
	M (kNm/m)	+30.43	+12.90
Paratia	N (kN/m)	-218.63	-88.21
	M (kNm/m)	-18.60	-13.89

Modellazione sezione destra parte 1 condizione A2+M2+R1

Tiranti

	Sovraccarico	Piena Tr 200	Sisma
Tirante alto (kN/m)	+110.40	+69.43	+80.89
Tirante basso (kN/m)	+80.03	+42.55	+54.97

Plates

		Sovraccarico	Piena Tr 200	Sisma
Paratia elevazione	N (kN/m)	-141.42	-77.36	-154.85
	M (kNm/m)	+25.90	-16.01	+16.10
Paratia	N (kN/m)	-231.21	-104.68	-107.57
	M (kNm/m)	--14.31	-18.70	-12.30

Modellazione sezione destra parte 2 condizione A1+M1+R1

Tiranti

	Piena Tr 200
Tirante alto (kN/m)	+58.11
Tirante basso (kN/m)	+18.41

Plates

		Piena Tr 200
Paratia	N (kN/m)	-67.18
	M (kNm/m)	-13.45

Modellazione sezione destra parte 2 condizione A2+M2+R1

Tiranti

	Piena Tr 200	Sisma
--	--------------	-------

Tirante alto (kN/m)	+53.76	+69.22
Tirante basso (kN/m)	+40.65	+55.96

Plates

		Piena Tr 200	Sisma
Paratia	N (kN/m)	-81.73	-143.67
	M (kNm/m)	-15.62	-19.28

Modellazione sezione sinistra parte 1 condizione A1+M1+R1

Tiranti

	Sovraccarico	Piena Tr 200
Tirante alto (kN/m)	-2.66	-20.00
Tirante basso (kN/m)	+2.07	-11.62

Plates

		Sovraccarico	Piena Tr 200
Muro elevazione	N (kN/m)	-24.14	+33.71
	M (kNm/m)	-4.51	-3.08
Paratia	N (kN/m)	-34.27	-20.86
	M (kNm/m)	-4.51	-3.08

Modellazione sezione sinistra parte 1 condizione A2+M2+R1

Tiranti

	Sovraccarico	Piena Tr 200	Sisma
Tirante alto (kN/m)	-3.89	-21.48	-4.39
Tirante basso (kN/m)	+3.54	-10.63	+1.08

Plates

		Sovraccarico	Piena Tr 200	Sisma
Muro elevazione	N (kN/m)	-27.23	+38.78	-25.00
	M (kNm/m)	+5.28	-5.58	+4.04
Paratia	N (kN/m)	-35.09	-14.41	-27.60
	M (kNm/m)	--5.28	-1.59	-4.04

g4) sfilamento di uno o più ancoraggi.

Carico limite sfilamento bulbo di ancoraggio:

In questo caso il carico limite si calcola con la seguente formula (Schneebeli):

$$N_u = \sigma'_n \cdot K \cdot A_b + c_s \cdot A_b$$

nella precedente formula il significato dei simboli è il seguente:

σ'_n è la tensione effettiva agente nel centro del bulbo di ancoraggio;

K è un coefficiente che rappresenta, mediamente e per l'intera lunghezza, l'interazione tra bulbo e terreno (vedi tabella);

A_b è la superficie del bulbo a contatto con il terreno, valutata con la seguente formula:

$$A_b = \pi \cdot D \cdot L_b$$

dove D è il diametro del bulbo e L_b è la lunghezza del bulbo.

c_s è l'adesione all'interfaccia tra bulbo e terreno.

ϕ	K
20°	1,3
30°	5,5
40°	30,00

Carico limite collasso aderenza interfaccia bulbo - acciaio:

$$N_u = \pi \cdot D_a \cdot L_b \cdot \tau_{ad}$$

D_a è il diametro dell'armatura che costituisce il tirante;

L_b è la lunghezza del bulbo di ancoraggio;

τ_{ad} è la resistenza ultima di aderenza tra acciaio e calcestruzzo, ed è espressa come: $2.25 \cdot \eta \cdot f_{ctd}$ (Resistenza di calcolo a trazione della malta). $\eta = 1$ per barre di diametro inferiori a 32mm, $\eta = (132 - \text{Diametro armatura}) / 100$ per barre di diametro superiore.

Opera in destra tratto 1:

Tirante alto:

$$S_d \max = 110.4 \text{ kN/m} \times 3.50 \text{ m} = 386.4 \text{ kN}$$

Barra tipo Dywit diametro 32 mm

L totale 15 m

L fondazione 8 m

L parte libera 7 m

Diametro reso del foro 150 mm

Terreno fondazione: Sabbie e limi

Caratteristiche:

$\varphi = 28.5$	gradi	angolo di attrito;
$c = 0.00$	kN/mq	coesione;
$\gamma = 19.50$	kN/mc	peso specifico;
$\gamma' = 10.00$	kN/mc	peso specifico sommerso;

Profondità media fondazione dal p.c. 9.50 m

Altezza falda al p.c.

$$\sigma' = 95 \text{ kN/mq}$$

$$K = 4$$

$$A_b = 3.76 \text{ mq}$$

Tensione di aderenza bulbo – barra

$$\tau = 1000 \text{ kN/mq}$$

$$R_{ac \text{ bulbo}} = 1428.8 \text{ kN}$$

$$R_{ac \text{ aderenza}} = 3760.0 \text{ kN}$$

$$R_{ac \text{ fond}} = 1428.8 \text{ kN}$$

$$R_{ak} = \min ((R_{ac \max} / \sigma_3); (R_{ac \min} / \xi_4))$$

$$R_{ak} = 793.8 \text{ kN}$$

$$R_{ad} = R_{ak} / \xi_{ra} = 661.5 \text{ kN} > S_d \max = 386.4 \text{ kN}$$

Tirante basso:

$$Sd_{max} = 80.03 \text{ kN/m} \times 3.50 \text{ m} = 280.1 \text{ kN}$$

Barra tipo Dywit diametro 32 mm

L totale 12 m

L fondazione 6 m

L parte libera 6 m

Diametro reso del foro 150 mm

Terreno fondazione: Sabbie e limi

Caratteristiche:

$\varphi = 28.5$	gradi	angolo di attrito;
$c = 0.00$	kN/mq	coesione;
$\gamma = 19.50$	kN/mc	peso specifico;
$\gamma' = 10.00$	kN/mc	peso specifico sommerso;

Profondità media fondazione dal p.c. 11.00 m

Altezza falda al p.c.

$$\sigma' = 110 \text{ kN/mq}$$

$$K = 4$$

$$A_b = 2.82 \text{ mq}$$

Tensione di aderenza bulbo – barra

$$\tau = 1000 \text{ kN/mq}$$

$$R_{ac \text{ bulbo}} = 1245.2 \text{ kN}$$

$$R_{ac \text{ aderenza}} = 2820.0 \text{ kN}$$

$$R_{ac \text{ fond}} = 1245.2 \text{ kN}$$

$$R_{ak} = \min ((R_{ac_{max}} / \gamma_3); (R_{ac_{min}} / \xi_4))$$

$$R_{ak} = 691.8 \text{ kN}$$

$$R_{ad} = R_{ak} / \xi_{ra} = 576.5 \text{ kN} > Sd_{max} = 280.1 \text{ kN}$$

Opera in destra tratto 2:

Tirante alto:

$$S_d \max = 69.22 \text{ kN/m} \times 3.50 \text{ m} = 242.3 \text{ kN}$$

Barra tipo Dywit diametro 32 mm

L totale 15 m

L fondazione 8 m

L parte libera 7 m

Diametro reso del foro 150 mm

Terreno fondazione: Sabbie e limi

Caratteristiche:

$\varphi = 28.5$	gradi	angolo di attrito;
$c = 0.00$	kN/mq	coesione;
$\gamma = 19.50$	kN/mc	peso specifico;
$\gamma' = 10.00$	kN/mc	peso specifico sommerso;

Profondità media fondazione dal p.c. 5.00 m

Altezza falda al p.c.

$$\sigma' = 50 \text{ kN/mq}$$

$$K = 4$$

$$A_b = 3.76 \text{ mq}$$

Tensione di aderenza bulbo – barra

$$\tau = 1000 \text{ kN/mq}$$

$$R_{ac \text{ bulbo}} = 752.0 \text{ kN}$$

$$R_{ac \text{ aderenza}} = 3760.0 \text{ kN}$$

$$R_{ac \text{ fond}} = 752.0 \text{ kN}$$

$$R_{ak} = \min ((R_{ac \max} / \gamma_3); (R_{ac \min} / \xi_4))$$

$$R_{ak} = 417.8 \text{ kN}$$

$$R_{ad} = R_{ak} / \xi_{ra} = 348.1 \text{ kN} > S_d \max = 242.3 \text{ kN}$$

Tirante basso:

$$Sd_{max} = 55.96 \text{ kN/m} \times 3.50 \text{ m} = 195.9 \text{ kN}$$

Barra tipo Dywit diametro 32 mm

L totale 12 m

L fondazione 6 m

L parte libera 6 m

Diametro reso del foro 150 mm

Terreno fondazione: Sabbie e limi

Caratteristiche:

$\varphi = 28.5$	gradi	angolo di attrito;
$c = 0.00$	kN/mq	coesione;
$\gamma = 19.50$	kN/mc	peso specifico;
$\gamma' = 10.00$	kN/mc	peso specifico sommerso;

Profondità media fondazione dal p.c. 6.5 m

Altezza falda al p.c.

$$\sigma' = 65 \text{ kN/mq}$$

$$K = 4$$

$$A_b = 2.82 \text{ mq}$$

Tensione di aderenza bulbo – barra

$$\tau = 1000 \text{ kN/mq}$$

$$R_{ac \text{ bulbo}} = 733.2 \text{ kN}$$

$$R_{ac \text{ aderenza}} = 2820.0 \text{ kN}$$

$$R_{ac \text{ fond}} = 733.2 \text{ kN}$$

$$R_{ak} = \min ((R_{ac_{max}} / \gamma_3); (R_{ac_{min}} / \xi_4))$$

$$R_{ak} = 407.3 \text{ kN}$$

$$R_{ad} = R_{ak} / \xi_{ra} = 339.4 \text{ kN} > Sd_{max} = 195.9 \text{ kN}$$

Opera in sinistra tratto 1:

Tirante basso:

Trazione

$$S_d \max = 3.54 \text{ kN/m} \times 4.80 \text{ m} = 17.0 \text{ kN}$$

Compressione:

$$N_d \max = 10.63 \text{ kN/m} \times 4.80 \text{ m} = 51.0 \text{ kN}$$

Tirante alto:

Compressione:

$$N_d \max = 21.5 \text{ kN/m} \times 4.80 \text{ m} = 103.2 \text{ kN}$$

Barra tipo Ischebeck Titan 52/26 mm

L totale 10 m

L fondazione 6 m

L parte libera 4 m

Diametro reso del foro 150 mm

Terreno fondazione: Sabbie e limi

Caratteristiche

$\varphi = 28.5$	gradi	angolo di attrito;
$c = 0.00$	kN/mq	coesione;
$\gamma = 19.50$	kN/mc	peso specifico;
$\gamma' = 10.00$	kN/mc	peso specifico sommerso;

Calcolo della portata ultima con approccio di *Bustamante e Doix (1985)*.

$$Q_{lim} = P + S = P + \pi d s L_s s$$

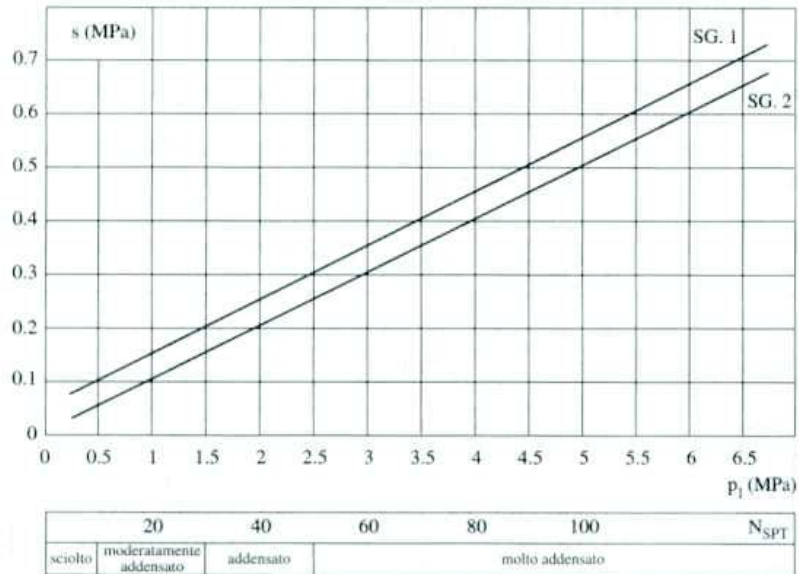
$$P = 0.15 S$$

CARICO LIMITE

Micropali

Approccio di Bustamante e Doix (1985)

**Sabbie limose
-
Ghiaie**



Assumendo $s = 0.15$ Mpa

$Q_{lim\ lat} = 423.9$ kN

$Q_{lim\ pun} = 63.5$ kN

Si trascura il contributo della $Q_{lim\ pun}$

Coefficiente $\gamma = 1.70$

$Q_{k\ lat} = 249.3$ kN

$R_d = Q_{k\ lat} / 1.45 = 171.9$ kN > $N_{d\ max} = 103.2$ kN

g5) collasso per carico limite verticale.

Opera in destra:

Compressione:

$$N_d \max = 143.67 \text{ kN/m} \times 0.70 \text{ m} = 100.6 \text{ kN}$$

Tubo 152.4 spessore 8 mm

L totale 11 m

Diametro reso del foro 240 mm

Lunghezza interrata 5.60 m

Terreno fondazione: Sabbie e limi

Caratteristiche

$\varphi = 28.5$	gradi	angolo di attrito;
$c = 0.00$	kN/mq	coesione;
$\gamma = 19.50$	kN/mc	peso specifico;
$\gamma' = 10.00$	kN/mc	peso specifico sommerso;

Calcolo della portata ultima con approccio di *Bustamante e Doix (1985)*.

$$Q_{lim} = P + S = P + \pi d s L_s s$$

$$P = 0.15 S$$

Assumendo $s = 0.15 \text{ Mpa}$

$$Q_{lim \text{ lat}} = 645.3 \text{ kN}$$

$$Q_{lim \text{ pun}} = 96.8 \text{ kN}$$

Si trascura il contributo della $Q_{lim \text{ pun}}$

Coefficiente $\gamma \approx 1.70$

$$Q_{k \text{ lat}} = 379.6 \text{ kN}$$

$$R_d = Q_{k \text{ lat}} / 1.45 = 261.8 \text{ kN} > N_d \max = 100.6 \text{ kN}$$

Opera in sinistra:

Compressione:

$$N_d \max = 35.09 \text{ kN/m} \times 0.80 \text{ m} = 28.1 \text{ kN}$$

Tubo 139.7 spessore 8 mm

L totale 6 m

Diametro reso del foro 240 mm

Lunghezza interrata 5.0 m

Terreno fondazione: Sabbie e limi

Caratteristiche

$\varphi = 28.5$	gradi	angolo di attrito;
$c = 0.00$	kN/mq	coesione;
$\gamma = 19.50$	kN/mc	peso specifico;
$\gamma' = 10.00$	kN/mc	peso specifico sommerso;

Calcolo della portata ultima con approccio di *Bustamante e Doix (1985)*.

$$Q_{lim} = P + S = P + \pi d s L_s$$

$$P = 0.15 S$$

Assumendo $s = 0.15 \text{ Mpa}$

$$Q_{lim \text{ lat}} = 576.1 \text{ kN}$$

$$Q_{lim \text{ pun}} = 86.4 \text{ kN}$$

Si trascura il contributo della $Q_{lim \text{ pun}}$

Coefficiente $\gamma \approx 1.70$

$$Q_k \text{ lat} = 338.9 \text{ kN}$$

$$R_d = Q_k \text{ lat} / 1.45 = 233.7 \text{ kN} > N_d \max = 28.1 \text{ kN}$$

s1) raggiungimento della resistenza strutturale;

Opera in destra:

Tirante:

Armatura metallica:

Barra tipo Dywit diametro 32 mm

$$N_d \max = 120.6 \text{ kN/m} \times 3.50 \text{ m} = 422.1 \text{ kN}$$

$$A_a = 803.8 \text{ mm}^2$$

$$R_d = A_a f_{yk}/\gamma_a = 643 \text{ kN} > N_d \max = 422.1 \text{ kN}$$

Micropalo:

Armatura metallica

Tubo 152.4 spessore 8 mm

$$N_d \max = -218.63 \text{ kN/m} \times 0.70 \text{ m} = 153. \text{ kN}$$

$$M_d \max = 18.6 \text{ kNm/m} \times 0.70 \text{ m} = 13.02 \text{ kNm}$$

$$\sigma_d \max = 42.3 \text{ N/mm}^2 < 308.7 \text{ N/mm}^2$$

Opera in sinistra:

Tirante/puntone:

Armatura metallica:

Barra tipo Ischebeck Titan 52/26 mm

$$N_{d \max} = -20 \text{ kN/m} \times 4.80 \text{ m} = 96 \text{ kN}$$

$$R_{m,k} = 620 \text{ kN}$$

$$R_{m,r} = R_{m,k} / \gamma_a = 539 \text{ kN} > N_{d \max} = 96 \text{ kN}$$

La verifica ad instabilità flessionale è soddisfatta.

Micropalo:

Armatura metallica

Tubo 139.7 spessore 8 mm

$$N_{d \max} = -34.27 \text{ kN/m} \times 0.80 \text{ m} = 27.4 \text{ kN}$$

$$M_{d \max} = 4.51 \text{ kNm/m} \times 0.80 \text{ m} = 3.61 \text{ kNm}$$

$$\sigma_{d \max} = 11.8 \text{ N/mm}^2 < 308.7 \text{ N/mm}^2$$

Lucca, 10.11.2016

Ing. Marco Giovanni Ceccarelli