



CITTÀ DI TORINO

DIVISIONE INFRASTRUTTURE E MOBILITA'

DIREZIONE SUOLO

SETTORE PONTI E VIE D'ACQUA

INTERVENTI URGENTI SU SCARPATE E SEDIMI STRADE COLLINARI LOTTO 5

**PROGETTO :
DEFINITIVO**

ELABORATO :

Relazioni di calcolo strutturale

**DATA :
SETTEMBRE 2011**

PROGETTISTI OPERE STRUTTURALI :

**Ing. Salvatore FALBO
Ing. Antonio MOLLO**

PROGETTISTA

Ing. Giovanna COBELLI

RESPONSABILE DEL PROCEDIMENTO :

Ing. Giorgio MARENGO

**DIRETTORE DELLA DIVISIONE INFRASTRUTTURE E MOBILITA'
Ing. Biagio BURDIZZO**

cod. op. 3468

RELAZIONE DI CALCOLO

Via Tonco

1. Normativa di riferimento:

- Provvedimenti per le costruzioni con particolari prescrizioni per le zone sismiche (Legge 2/02/74 n.64 e D.M. 16/01/96).
- Norme per la disciplina delle opere di conglomerato cementizio armato, normale e precompresso, e strutture metalliche (Legge 05/11/71, n.1086)
- Norme tecniche per il calcolo, l'esecuzione ed il collaudo delle strutture in cemento armato, normale e precompresso e per le strutture metalliche – DM 09/01/1996
- Norme tecniche per le costruzioni in zona sismica – DM 16/01/1996
- Istruzioni per l'applicazione delle "Norme tecniche per le costruzioni in zone sismiche" di cui al D.M. del 16/01/96. (Circolare N.ro 65/AA.GG. del 10/04/1997)
- Istruzioni per l'applicazione delle "Norme tecniche relative ai criteri generali per la verifica delle costruzioni e dei carichi e sovraccarichi" di cui al D.M. 16/01/96- Circolare M.LL.PP. N.156 AA.GG./S.T.C. del 04/07/96 (Supp n. 151 alla G.U. N. 217 del 16/09/96)
- Istruzioni per l'applicazione delle "Norme tecniche per le costruzioni in zone sismiche" - Circolare M.LL.PP. N.65 AA.GG. del 10/04/97 (Supp n. 89 alla G.U. N. 97 del 28/04/97)
- D.M. 14/01/2008 Nuove norme tecniche per le Costruzioni;
- Norme tecniche riguardanti le indagini sui terreni e sulle rocce, la stabilità dei pendii naturali e delle scarpate, i criteri generali e le prescrizioni per la progettazione, l'esecuzione ed il collaudo delle opere di sostegno delle terre e delle opere di fondazione. (DM 11/03/88 Supp GU. N. 127 del 1/6/88)

Si pone in evidenza che i calcoli strutturali sono stati eseguiti considerando per le barre d'armatura una tensione ammissibile pari a 2600 kg/cm², che risulta cautelativa rispetto alle nuove classi di resistenza per gli acciai per strutture in cemento armato introdotte dal DM 14/01/08

2. Materiali utilizzati:

Sottofondazioni :

$R_{ck} \geq 150 \text{ Kg/cm}^2$

Strutture in C.A.:

$$\left\{ \begin{array}{l} R_{ck} \geq 300 \text{ Kg/cm}^2 \rightarrow \left\{ \begin{array}{l} \sigma_{amm} = 97,5 \text{ Kg/cm}^2 \\ \tau_{co} = 6,00 \text{ Kg/cm}^2 \\ \tau_{cl} = 18,29 \text{ Kg/cm}^2 \end{array} \right. \\ \text{acciaio B450C} \end{array} \right.$$

Profilati metallici :

$\left\{ \begin{array}{l} \text{Pr ofilato : He160B} - W_x = 311 \text{ cm}^3 \\ \text{acciaio : S355} \end{array} \right.$

3. Parametri geotecnici di riferimento:

Come si evince dalla relazione geotecnica, redatta dal Dott. Geol. Giuseppe GENOVESE, il sito oggetto dei lavori di consolidamento è caratterizzato dai seguenti parametri geotecnici:

Per profondità fino a -3,5m m dal piano campagna:

γ' (kg/mc)	C' (KPa)	Dr	$\phi'p$ (°)	$\phi'cv$ (°)
1900	0	40%	33°	30°

Per profondità oltre -3,5 m:

γ' (kg/mc)	C' (KPa)	Dr	$\phi'p$ (°)	$\phi'cv$ (°)
2000	0	80%	36°	32°

Per il calcolo della struttura si farà riferimento ai seguenti parametri geotecnici:

Parametri geotecnici			
ϕ (°)	ϕ (rad)	γ (Kg/mc)	Falda
34	0,5934119	1900	N

4. Descrizione dell'intervento:

L'intervento consta nel consolidamento strutturale del muro di sostegno situato lungo la via Tonco. Supposto che il muro esistente sia incapace di fronteggiare la spinta su di esso agente, si realizzerà una nuova struttura di sostegno posta a tergo dello stesso muro costituita da un paramento in C.A., con funzione di distribuzione dei carichi, e strutture di sostegno verticali, costituite da profilati in acciaio infissi nel terreno e successivamente inglobate in un getto di calcestruzzo.

Il sistema di micropali verrà disposto lungo il muro come da elaborati grafici, con un interasse non superiore a 90 cm.

5.1 Spinta statica :

Si suppone valida l'ipotesi in base alla quale la spinta attiva si ingenera in seguito al movimento del manufatto nella direzione della spinta agente. In particolare si farà riferimento alle seguenti assunzioni:

- In fase di spinta attiva si crea all'interno del terrapieno un cuneo di spinta, che si distacca dal terreno indisturbato tramite linee di frattura rettilinee, lungo le quali il cuneo scorre suscitando tensioni di attrito; tali linee hanno un'inclinazione alfa rispetto all'orizzontale.
- Sul cuneo di spinta, definito in funzione dell'angolo alfa, agiscono le seguenti forze: peso proprio del terreno, sovraccarichi applicati sull'estradosso del terrapieno, spinta normale alle superfici di scorrimento del cuneo, forze di attrito lungo le superfici di scorrimento del cuneo che si oppongono allo scorrimento stesso.
- Il terreno spingente può essere costituito da diversi strati sovrapposti con caratteristiche differenti.
- Il profilo dell'estradosso del terrapieno spingente può avere una forma qualunque.
- Assenza di falda

La spinta statica può essere stimata come:

$$S = \frac{1}{2} \times \gamma \times K \times h^2$$

in cui

$K=K_a$ nell'ipotesi di possibili spostamenti compatibili con l'esercizio dell'opera.

La lunghezza minima di ammorsamento (L_a) è stata determinata nell'ipotesi di:

- palancolata rigida rispetto al terreno;
- rotazione intorno all'estremo della berlinese;

L'azione della spinta passiva è stata valutata per mezzo della relazione:

$$S_p = \frac{1}{2} \times \gamma \times K_p \times h_1^2$$

5.2 Azioni sismiche:

L'effetto sismico è stato messo in conto considerando l'azione delle forze statiche equivalenti a seguito definite:

1) un incremento di spinta ΔF pari alla differenza fra la spinta F_s esercitata dal terreno retrostante in condizioni sismiche e quella statica F :

$$\Delta F = F_s - F$$

in cui $F_s = A F$

ove:

$$A = \frac{\cos^2(\beta + \theta)}{\cos^2 \beta \times \cos \theta}$$

$$\theta = \arctg(C)$$

$$C = \text{Coefficiente di intensità sismica} = \frac{s-2}{100} = \frac{5-2}{100} = 0.03$$

$$F' = \text{spinta calcolata per } i' = i + \theta$$

$$\beta' = \beta + \theta$$

β = Angolo formato dall'intadosso del muro con la verticale

i = Angolo formato dalla superficie esterna del terreno con l'orizzontale

Tale incremento di spinta è applicato ad una distanza dalla base del muro pari a $2/3$ dell'altezza dello stesso muro;

2) una forza d'inerzia orizzontale, applicata nel baricentro dei pesi, pari a :

$$F_i = C \cdot W$$

ove:

C = coefficiente d'intensità sismica;

W = peso proprio del muro nonché del terreno e degli eventuali carichi permanenti sovrastanti la zattera di fondazione.

6 Schemi di carico:

Le opere di cui al presente progetto sono state verificate considerando l'involuppo delle sollecitazioni indotte dagli schemi di carico a seguito riportati:

- Spinta del terreno+ azione sismica;
- Spinte del terreno + azione sismica+ sovraccarichi mobili

7 Verifica strutture in acciaio inflesse:

Si è verificato che:

$$\sigma_a = \frac{M}{W} \leq \sigma_{a,am}$$

8 Verifica strutture in C.A.:

La verifica del paramento in cemento armato è stata effettuata considerando, a vantaggio di sicurezza, uno schema di trave appoggiata appoggiata di lunghezza pari all'interasse delle strutture verticali.

Il carico considerato è stato determinato trasformando la spinta massima agente sul paramento nel corrispondente carico ripartito equivalente agente su una fascia di larghezza unitaria.

Nel calcolo della spinta si è tenuto conto di un carico ripartito lineare, dovuto al peso del muro di recinzione disposto al di sopra del piano stradale, nonché dei carichi mobili puntuali ingenerati dal passaggio delle autovetture a ridosso del marciapiede.

9 Risultati di calcolo :

Parametri geotecnici										
ρ rid(rad)	γ (Kg/mc)	β (rad)	δ (rad)	ι (rad)	$\delta-\beta$	$\rho-\beta$	$\delta+\rho$	$\rho-\iota$	$\iota-\beta$	$\delta+\beta$
0,59	1900	0	0	0	0	0,59	0,59	0,59	0	0
Sen($\rho+\delta$)	sen($\rho-\iota$)	cos($\delta+\beta$)	cos($\iota-\beta$)	cos ² ($\rho-\beta$)	cos ² (β)	ka	Kp			
0,559193	0,559193	1	1	0,687303	1	0,282715	2,546735			

Azione sismica										
S	C	Φ (rad)	β (rad)	ι (rad)	$\beta+\Phi$	A	$\iota+\Phi$			
5	0,03	0,029991	0	0	0,029991	0,99955	0,029991			
ρ rid(rad)	γ (Kg/mc)	β (rad)	δ (rad)	ι (rad)	$\delta-\beta$	$\rho-\beta$	$\delta+\rho$	$\rho-\iota$	$\iota-\beta$	$\delta+\beta$
0,59	1900	0	0	0,029991	0	0,59	0,59	0,56	0,030	0

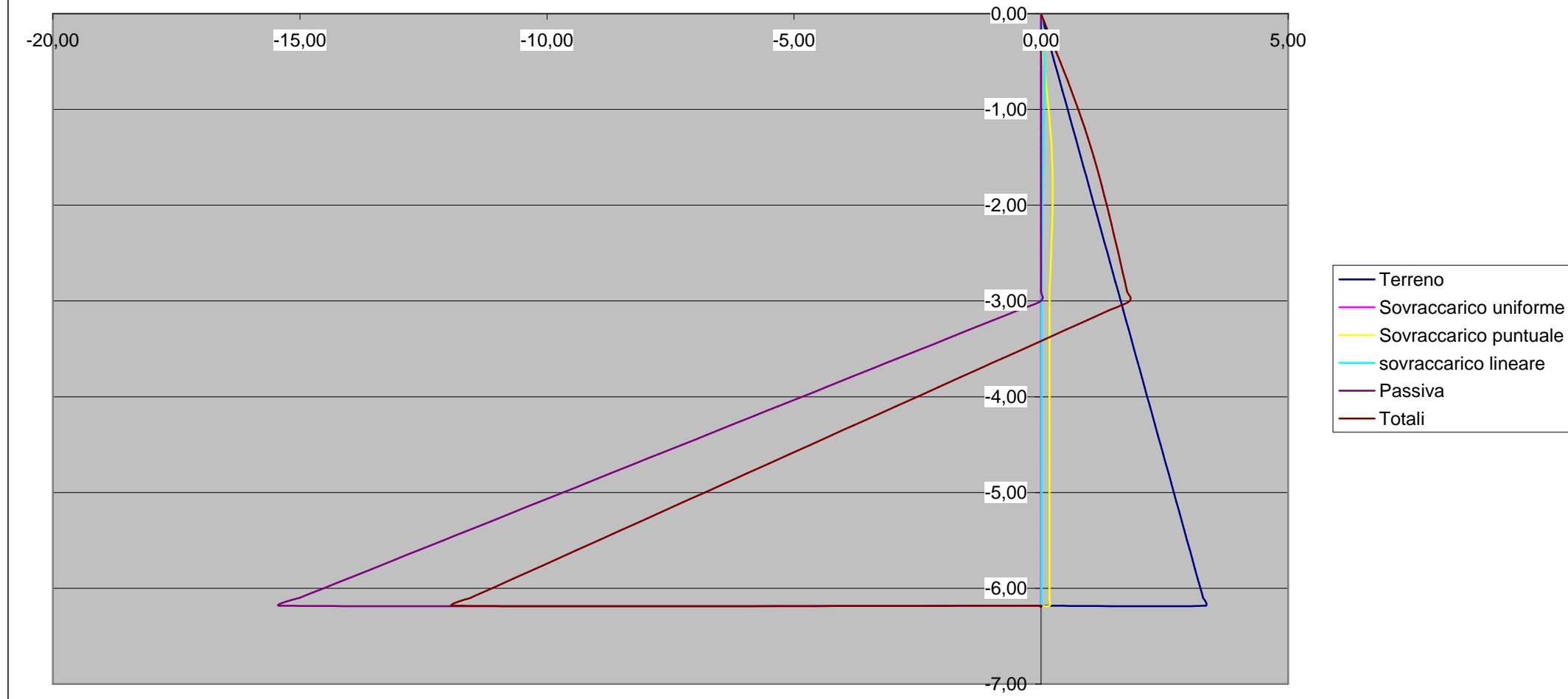
$\text{sen}(\rho+\delta)$	$\text{sen}(\rho-i)$	$\text{cos}(\delta+\beta)$	$\text{cos}(i-\beta)$	$\text{cos}^2(\rho-\beta)$	$\text{cos}^2(\beta)$	ka	Kp			
0,559193	0,534081	1	0,99955	0,687303	1	0,287286	3,480852			
Incremento sismico										
h(m)	F(Kg/ml)	F'(Kg/ml)	Fs(Kg/ml)	ΔF (Kg/ml)	P .app(m)					
3	2417,213	2456,295	2455,191	37,98	2					
Paramento										
H(m)	b(m)	γ (Kg/mc)	W(Kg/ml)	Fi(Kg/ml)	P .app(m)		Mrsism(Kg m/ml)			
3	1	2300	6900	207	1,5		386,46			

Analisi tensionale:

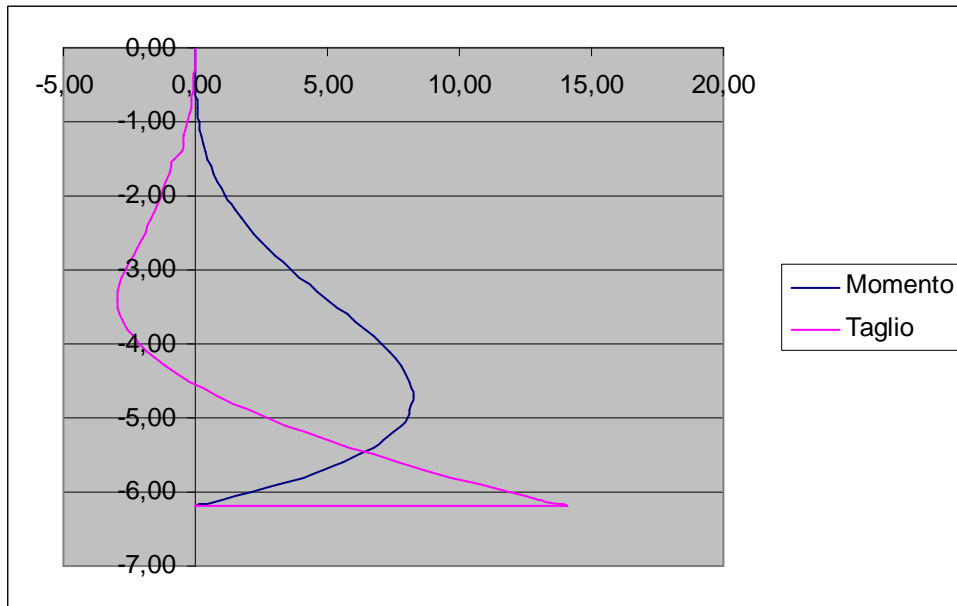
Passo(m)	Cond	car. Uni(t/ml)	Car punt.(t)	Car. Lin(t/ml)	h(m)
-0,1	A1	0	6	0,2	3

Quota	Terreno	Uniforme	Puntiforme	Lineare	Passiva	idro monte	idrovalle	T terreno+un	Ma	T pass	M pass	Tdelta sism	M delatsism	T fi sism	M Fi sism	Ttotali	M TOTALI
z(m)	$\sigma_h(t/mq/ml)$	$\sigma_h(t/mq/ml)$	$\sigma_h(t/mq/ml)$	$\sigma_h(t/mq/ml)$	$\sigma_h(t/mq/ml)$	$\sigma_h(t/mq/ml)$	$\sigma_h(t/mq/ml)$	t/ml	t m/ml	t/ml	t m/ml	t/ml	t m/ml	t/ml	t m/ml	t/ml	t m/ml
0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00			0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
-0,10	0,05	0,00	0,00	0,02	0,00			0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
-0,20	0,11	0,00	0,01	0,03	0,00			-0,01	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	-0,01	0,00
-0,30	0,16	0,00	0,02	0,05	0,00			-0,02	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	-0,02	0,00
-0,40	0,21	0,00	0,03	0,06	0,00			-0,04	0,01	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	-0,04	0,01
-0,50	0,27	0,00	0,05	0,06	0,00			-0,07	0,01	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	-0,07	0,02
-0,60	0,32	0,00	0,07	0,07	0,00			-0,10	0,02	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	-0,10	0,03
-0,70	0,38	0,00	0,09	0,07	0,00			-0,13	0,03	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	-0,13	0,05
-0,80	0,43	0,00	0,11	0,07	0,00			-0,17	0,05	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	-0,17	0,07
-0,90	0,48	0,00	0,13	0,07	0,00			-0,22	0,07	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	-0,22	0,10
-1,00	0,54	0,00	0,15	0,06	0,00			-0,27	0,09	0,00	0,00	0,04	0,00	0,00	0,00	-0,31	0,14
-1,10	0,59	0,00	0,17	0,06	0,00			-0,32	0,12	0,00	0,00	0,04	0,00	0,00	0,00	-0,36	0,19
-1,20	0,64	0,00	0,19	0,05	0,00			-0,39	0,15	0,00	0,00	0,04	-0,01	0,00	0,00	-0,42	0,24
-1,30	0,70	0,00	0,20	0,05	0,00			-0,45	0,20	0,00	0,00	0,04	-0,01	0,00	0,00	-0,49	0,31
-1,40	0,75	0,00	0,21	0,04	0,00			-0,53	0,25	0,00	0,00	0,04	-0,02	0,00	0,00	-0,56	0,38
-1,50	0,81	0,00	0,22	0,04	0,00			-0,60	0,30	0,00	0,00	0,04	-0,02	0,21	0,00	-0,85	0,47
-1,60	0,86	0,00	0,23	0,04	0,00			-0,69	0,37	0,00	0,00	0,04	-0,02	0,21	-0,02	-0,93	0,58
-1,70	0,91	0,00	0,23	0,03	0,00			-0,78	0,44	0,00	0,00	0,04	-0,03	0,21	-0,04	-1,02	0,71
-1,80	0,97	0,00	0,23	0,03	0,00			-0,87	0,52	0,00	0,00	0,04	-0,03	0,21	-0,06	-1,12	0,85
-1,90	1,02	0,00	0,23	0,03	0,00			-0,97	0,61	0,00	0,00	0,04	-0,03	0,21	-0,08	-1,21	1,00
-2,00	1,07	0,00	0,23	0,02	0,00			-1,07	0,72	0,00	0,00	0,04	-0,04	0,21	-0,10	-1,32	1,17
-2,10	1,13	0,00	0,23	0,02	0,00			-1,18	0,83	0,00	0,00	0,04	-0,04	0,21	-0,12	-1,43	1,35
-2,20	1,18	0,00	0,22	0,02	0,00			-1,30	0,95	0,00	0,00	0,04	-0,05	0,21	-0,14	-1,54	1,54
-2,30	1,24	0,00	0,22	0,02	0,00			-1,42	1,09	0,00	0,00	0,04	-0,05	0,21	-0,17	-1,67	1,74
-2,40	1,29	0,00	0,21	0,02	0,00			-1,55	1,24	0,00	0,00	0,04	-0,05	0,21	-0,19	-1,79	1,96
-2,50	1,34	0,00	0,20	0,02	0,00			-1,68	1,40	0,00	0,00	0,04	-0,06	0,21	-0,21	-1,92	2,20
-2,60	1,40	0,00	0,20	0,01	0,00			-1,82	1,57	0,00	0,00	0,04	-0,06	0,21	-0,23	-2,06	2,45
-2,70	1,45	0,00	0,19	0,01	0,00			-1,96	1,76	0,00	0,00	0,04	-0,06	0,21	-0,25	-2,20	2,72
-2,80	1,50	0,00	0,18	0,01	0,00			-2,11	1,97	0,00	0,00	0,04	-0,07	0,21	-0,27	-2,35	3,00
-2,90	1,56	0,00	0,17	0,01	0,00			-2,26	2,18	0,00	0,00	0,04	-0,07	0,21	-0,29	-2,50	3,30
-3,00	1,61	0,00	0,17	0,01	0,00			-2,42	2,42	0,00	0,00	0,04	-0,08	0,21	-0,31	-2,66	3,62
-3,10	1,67	0,00	0,17	0,01	-0,48			-2,58	2,67	0,02	0,00	0,04	-0,08	0,21	-0,33	-2,80	3,95
-3,20	1,72	0,00	0,17	0,01	-0,97			-2,75	2,93	0,10	-0,01	0,04	-0,08	0,21	-0,35	-2,90	4,30
-3,30	1,77	0,00	0,17	0,01	-1,45			-2,92	3,22	0,22	-0,02	0,04	-0,09	0,21	-0,37	-2,95	4,66
-3,40	1,83	0,00	0,17	0,01	-1,94			-3,10	3,52	0,39	-0,05	0,04	-0,09	0,21	-0,39	-2,96	5,02
-3,50	1,88	0,00	0,17	0,01	-2,42			-3,29	3,84	0,60	-0,10	0,04	-0,09	0,21	-0,41	-2,93	5,38
-3,60	1,93	0,00	0,17	0,01	-2,90			-3,48	4,18	0,87	-0,17	0,04	-0,10	0,21	-0,43	-2,85	5,74
-3,70	1,99	0,00	0,17	0,01	-3,39			-3,68	4,53	1,19	-0,28	0,04	-0,10	0,21	-0,46	-2,74	6,09
-3,80	2,04	0,00	0,17	0,01	-3,87			-3,88	4,91	1,55	-0,41	0,04	-0,11	0,21	-0,48	-2,57	6,43
-3,90	2,09	0,00	0,17	0,01	-4,35			-4,09	5,31	1,96	-0,59	0,04	-0,11	0,21	-0,50	-2,37	6,76
-4,00	2,15	0,00	0,17	0,01	-4,84			-4,30	5,73	2,42	-0,81	0,04	-0,11	0,21	-0,52	-2,12	7,06
-4,10	2,20	0,00	0,17	0,01	-5,32			-4,51	6,17	2,93	-1,07	0,04	-0,12	0,21	-0,54	-1,83	7,34

Stato tensionale indotto a tergo della paratia(al netto dell'azione sismica)



Andamento delle sollecitazioni



Andamento dello stato Tensionale

Lunghezza di infissione :

h	D	D'	Lt	LT
(m)	(m)	(m)	(m)	(m)
3,00	3,82	3,18	6,18	6,82

Msim D'	MD' att	MD' pass	delta
t m/ml	t m/ml	t m/ml	
1,17	21,16	-26,00	0,00

Verifica dei profilati metallici:

Mmax	Mmax	samm	W
t m	Kg cm	Kg/cmq	cm3
7,412538	741253,7678	2400	308,8557

Da cui :

Profilato HEB160 con W =311Kg/cmq

Verifica paramento:

Spinta delle terre	S sismica	S max car. Punt	Smaxrip
Kg/ml	Kg/ml	Kg/ml	Kg/ml
2417,21	244,98	692,64	202,90
	Stmax	3557,73	Kg/ml

Per un interasse $i=0,90$ si ottiene un carico equivalente ripartito su tutta l'altezza:
1067,32Kg/mq

Considerando uno schema di trave appoggiata, avremo:

Tmax(Kg)	Mmax(Kg cm)
480,29	21613,22

Armando con una doppia rete $f_{i10/15}$ avremo

As	4,712 cmq
As'	4,712 cmq

Da cui

%	As(cmq)	As1(cmq)	B(cm)	H(cm)	hu(cm)	cop(cm)	n
1	4,712	4,712	100	15	13	2	15
yc(cm)	ln(cm4)	Sig C	Sig S				
3,403372188	7963,078619	9,237	390,704				

10.0 Sintesi risultati di calcolo:

strutture in C.A.:

Qualità malta:	: Rck 300
Qualità acciaio	: B450C

Strutture in acciaio

Profilati:	: He160B
Qualità acciaio	: S355



CITTA' DI TORINO

DIVISIONE INFRASTRUTTURE E MOBILITA'
DIREZIONE SUOLO
SETTORE PONTI E VIE D'ACQUA

**INTERVENTI URGENTI SU SCARPATE E SEDIMI COLLINARI
LOTTO 5**

PROGETTO DEFINITIVO

RELAZIONE DI CALCOLO

PROGETTO DEFINITIVO INTERVENTI URGENTI SU SCARPATE E SEDIMI COLLINARI - LOTTO 5

Relazione di calcolo per parapetto stradale in cemento armato poggiante su muri di pietra (corso Lanza)

Premessa

Come stabilito nelle istruzioni tecniche allegate al DM 21/06/04 n.2367, le strade devono essere protette, con elementi di contenimento dei veicoli che dovessero tendere alla fuoriuscita dalla carreggiata, nelle seguenti zone:

- margini di ponti, viadotti, ponticelli, sovrappassi, muri di sostegno della carreggiata;
- margine delle sezioni stradali in rilevato quando il dislivello tra il colmo dell'arginello e il piano campagna è maggiore di 1 m e la pendenza sia superiore a 2/3;
- ostacoli fissi

Nel caso di rifacimento di barriere laterali è necessario che tali dispositivi rispondano ai requisiti richiesti dalla legge.

Quando tali dispositivi sovrastano muri di sostegno della carreggiata, realizzati con elementi lapidei e mattoni le cui caratteristiche meccaniche risultano scadenti a causa della qualità dei materiali componenti e della costante esposizione degli stessi agli agenti atmosferici, come sovente capita per le strade collinari, è preferibile evitare sui suddetti muri perforazioni che comporterebbero un'ulteriore riduzione di resistenza meccanica.

Pertanto, al fine di garantire i requisiti richiesti dalle normative vigenti, è stata studiata una particolare struttura con lo scopo di ridurre il più possibile le sollecitazioni sulla vecchia muratura.

Riferimenti normativi – bibliografia

- Legge 5 Novembre 1971 n. 1086 “Norme per la disciplina delle opere di conglomerato cementizio armato, normale e precompresso ed a struttura metallica”;
- Provvedimenti per le costruzioni con particolari prescrizioni per le zone sismiche (Legge 2/02/74 n.64 e D.M. 16/01/96);
- Norme tecniche per le costruzioni in zona sismica – DM 16/01/1996;
- Istruzioni per l' applicazione delle "Norme tecniche per le costruzioni in zone sismiche" di cui al D.M. del 16/01/96. (Circolare N.ro 65/AA.GG. del 10/04/1997);
- D.M. 14/01/2008 Nuove norme tecniche per le Costruzioni;

Nel caso di costruzioni di tipo 1 e 2, classe d'uso I e II e siti ricadenti in zona 4 è ammesso il Metodo di verifica alle tensioni ammissibili (vedi art. 2.7 del D.M. 14/01/2008) e quindi l'applicazione delle seguenti leggi:

- Decr. Min. 9 gennaio 1996 “Norme tecniche per il calcolo, l’esecuzione ed il collaudo delle strutture in cemento armato, normale e precompresso e per le strutture metalliche”;
- DM 14/02/92;
- DM 20/11/87;
- Norme tecniche riguardanti le indagini sui terreni e sulle rocce, la stabilità dei pendii naturali e delle scarpate, i criteri generali e le prescrizioni per la progettazione, l’esecuzione ed il collaudo delle opere di sostegno delle terre e delle opere di fondazione. (DM 11/03/88 Supp GU. N. 127 del 1/6/88);
- Norme tecniche per il calcolo, l’esecuzione ed il collaudo delle strutture in cemento armato, normale e precompresso e per le strutture metalliche – DM 09/01/1996;
- Istruzioni per l’applicazione delle "Norme tecniche relative ai criteri generali per la verifica delle costruzioni e dei carichi e sovraccarichi" di cui al D.M. 16/01/96- Circolare M.LL.PP. N.156 AA.GG./S.T.C. del 04/07/96 (Supp n. 151 alla G.U. N. 217 del 16/09/96);
- Istruzioni per l’applicazione delle "Norme tecniche per le costruzioni in zone sismiche" - Circolare M.LL.PP. N.65 AA.GG. del 10/04/97 (Supp n. 89 alla G.U. N. 97 del 28/04/97).

Caratteristica dei materiali

Conglomerato cementizio

Sottofondazioni: Rck ≥ 150 Kg/cm²

fondazione,	muro	in	elevazione:
$\left\{ \begin{array}{l} Rck \geq 300Kg / cm^2 \\ \text{Acciaio da c.a.} \end{array} \right.$	$\rightarrow \left\{ \begin{array}{l} \sigma_{amm} = 97,5Kg / cm^2 \\ \tau_{co} = 6,00Kg / cm^2 \\ \tau_{cl} = 18,29Kg / cm^2 \end{array} \right.$		
	$\rightarrow \sigma_{famm} = 2600kg / cm^2$		

Acciaio per armatura

Si pone in evidenza che i calcoli strutturali sono stati eseguiti considerando per le barre d’armatura una tensione ammissibile pari a 2600 kg/cm², che risulta cautelativa rispetto alle nuove classi di resistenza per gli acciai per strutture in cemento armato introdotte dal DM 14/01/08

Si specifica, inoltre, che in opera verrà utilizzato acciaio B450C, in accordo alle nuove prescrizioni legislative, con le seguenti caratteristiche di resistenza.

Tensione caratteristica di snervamento	fyk = 450 N/mm ²
Tensione caratteristica a rottura	ftk = 540 N/mm ²

Classe di esposizione – copriferro minimo.

La classe d’esposizione, considerata per tutta la struttura è 2b ambiente umido con gelo.

Copriferro minimo pari a 25 mm.

Massimo rapporto a/c 0,55.

Contenuto minimo di cemento in kg/m³ 280.

Contenuto minimo di aria nel calcestruzzo fresco in % pari 4.

Parametri geotecnici di riferimento

Non si ha una conoscenza diretta dei parametri geotecnici del sito.

In base a indagini geognostiche effettuate nelle vicinanze del sito in esame, possiamo assumere i seguenti parametri geotecnici:

γ_n = peso di volume naturale = 19 kN/m³;

ϕ_p = angolo di resistenza al taglio di picco = 35°

Si può assumere inoltre un terreno omogeneo.

Caratteristiche geometriche della struttura

Sezione a zeta coricata con platea di 0,87 x 0,37 m; muro in elevazione di spessore 0,37 m fino a 20 cm poi 0,25 cm per altri 0,68m; “dente” di ancoraggio 0,30 x 0,40 m.

La superficie della platea fungerà da canaletta di bordo strada pertanto la sua superficie coincide col piano stradale

Verifiche effettuate

Urto di veicolo in svio conformemente a quanto prescritto al punto 3.6.3.3.2 del DM 14/01/08

E' stata considerata un forza d'urto di 100 kN applicata a 1 m di altezza dal piano viabile, con inclinazione di 45°.

Verifica della sezione resistente al momento risultante dall'applicazione di questa forza nel punto di massima sollecitazione.

Il braccio considerato sarà pertanto pari a 1m.

$b = 1\text{m}$

$P_{\text{urto}} = 100 \text{ kN} \cos(45^\circ) = 70,71\text{kN}$

$M_{\text{urto}} = P_{\text{urto}} \times b = 70,71 \times 1 = 70,71 \text{ KNm}$

$H_s =$ altezza utile della sezione (braccio della coppia interna) = 0,34m

Resistenza ammissibile = $\sigma_{\text{famm}} = 2600 \text{ kg/cm}^2$

$A_{\text{ferri}} = M_{\text{urto}} / (0,9 \times f_{yd} \times h_s) = 70,71 \times 1000 / (0,9 \times 260 \times 0,34) = 9,06\text{cm}^2$

Con n. 5 ferri in un metro $A_{\text{f singolo}} 9,06 / 5 = 1,81\text{cm}^2$

Si scelgono quindi ferri di diametro 16mm con $A_f = 2,01 \text{ cm}^2$ e totale 10,1 cm²

$A_{\text{f reale}} = 10,1 \text{ cm}^2$

Calcolo asse neutro

$N = m A_f / \text{base} \times (-1 + (1 + (2 \times \text{base} \times h_s) / (m \times A_f))^{1/2}) = 8,73 \text{ cm}$

$\sigma_{\text{cls}} = 2 \times M / (\text{base} \times N \times (h_s - N/3)) = 53,12 \text{ kg/cm}^2 < \sigma_{\text{amm}} = 97,5 \text{ Kg/cm}^2$

$\sigma_{\text{fe}} = M / (A_f \times (h_s - N/3)) = 2.307 \text{ kg/cm}^2 < f_{\text{amm}} = 2600 \text{ Kg/cm}^2$

Verifica della sezione nel restringimento a 20 cm dal piano stradale.

$b = 0,8\text{m}$

$P_{\text{urto}} = 100 \text{ kN} \cos(45^\circ) = 70,71\text{kN}$

$M_{\text{urto}} = P_{\text{urto}} \times b = 70,71 \times 0,8 = 56,57 \text{ KNm}$

$H_s =$ altezza utile della sezione (braccio della coppia interna) = 0,25m

$A_{\text{ferri}} = M_{\text{urto}} / (0,9 \times f_{yd} \times h_s) = 56,57 \times 1000 / (0,9 \times 260 \times 0,25) = 9,86\text{cm}^2$

Con n. 5 ferri in un metro $A_{\text{f singolo}} 9,06 / 5 = 1,81\text{cm}^2$

Si scelgono quindi ferri di diametro 16mm con $A_f = 2,01 \text{ cm}^2$ e totale 10,1 cm²

$A_{\text{f reale}} = 10,1 \text{ cm}^2$

Calcolo asse neutro

$N = m A_f / \text{base} \times (-1 + (1 + (2 \times \text{base} \times h_s) / (m \times A_f))^{1/2}) = 7,30 \text{ cm}$

$\sigma_{\text{cls}} = 2 \times M / (\text{base} \times N \times (h_s - N/3)) = 69,97 \text{ kg/cm}^2 < \sigma_{\text{amm}} = 97,5 \text{ Kg/cm}^2$

$$\sigma_{fe} = M / (A_f \times (h_s - N/3)) = 2.543 \text{ kg/cm}^2 < f_{amm} = 2600 \text{ Kg/cm}^2$$

Verifica al ribaltamento.

Si suddivide la struttura per il calcolo dell'azione stabilizzante dovuta al peso proprio:

	peso (kN)	braccio	Momento (kNm)
$P_1 = 0,28 \times 0,68 \times 25 =$	4,76	0,17	0,81
$P_2 = 0,37 \times 0,57 \times 25 =$	5,27	0,185	0,98
$P_3 = 0,37 \times 0,5 \times 25 =$	4,63	0,62	2,87
$P_4 = 0,45 \times 0,3 \times 25 =$	3,38	0,72	2,43
$P_5 = 0,4 \times 0,12 \times 18 =$	0,86	0,17	0,15
$P_6 = 0,68 \times 0,06 \times 18 =$	0,73	0,34	0,25
$P_7 = 0,68 \times 0,06 \times 18 =$	0,73	0,015	0,01

Profondità della fondazione $h=0,82\text{m}$

$$\lambda_a = \text{tg}^2 (\pi/4 - \phi_p / 2) = 0,3$$

$$P_t = \lambda_a \gamma_t h^2 / 2 = 0,3 \times 19 \times 0,82^2 / 2 = 2,13 \text{ kN}$$

$$M_t = (2/3 h - 0,43) P_t = 0,38 \text{ kNm} \quad \underline{0,38}$$

$$M_{\text{stabilizzante}} = \sum M_i = 7,87 \text{ kNm} \quad 7,87$$

$$M_{\text{ribaltante}} = 70,71 \text{ kN} \times 1,37 \text{ m} = 96,87 \text{ kNm}$$

Poiché verrà effettuato un giunto di dilatazione ogni 20m, si considera tutta la lunghezza della struttura che si opporrà al ribaltamento:

$$M_{\text{stabilizzante totale}} = 7,87 \times 20 \text{ kNm} = 157,32 \text{ kNm} > \text{di } 96,873 \text{ kNm}$$

Verificata con un rapporto superiore a 1,5

Verifica al taglio

$$\tau_{\text{max}} = 3/2 T_{\text{max}} / b h = 3/2 \times 7071 / (100 \times 37) = 2,87 \text{ Kg/cm}^2 < \tau_{co} = 6,00 \text{ Kg/cm}^2$$

Poiché ogni altro carico indurrebbe azioni inferiori a quella sopra considerata non si effettuano altre verifiche.

Cortina di micropali (strada Superga 164, strada del Cresto, Salita CAI...)

Spiegazione dei calcoli contenuti negli output di calcolo dei file di excel allegati.

Pagina 1 : Calcolo della profondità della cortina dei micropali.

Carichi

I carichi che gravano sulla paratia sono costituiti essenzialmente dal peso proprio del cuneo di terreno costituito dagli strati superficiali incoerenti che tenderebbe a scivolare a valle scorrendo sullo strato compatto di base che fungerebbe, quindi, da scivolo.

Sopra a tale carico, vanno poi considerati i sovraccarichi che possono transitare su una strada comunale di questo livello che è ragionevole quantificare mediante carico uniformemente distribuito pari a 20,00 kN/mq.

Dati di input:

- lo sbalzo, ovvero la distanza tra il piano campagna da consolidare e il terreno con caratteristiche geotecniche buone;
- il peso specifico del terreno, estratto dalla relazione geologica $\gamma_t =$ peso di volume naturale = 19 kN/m³;
- l'angolo di attrito del terreno in gradi, estratto dalla relazione geologica $\phi' = 29 - 31,5^\circ$
- il sovraccarico stradale 20,00 kN/mq
- gli incrementi di calcolo per ottenere il risultato in modo *ricursivo*

Metodo utilizzato

Equilibrio alla rotazione della struttura palo attorno al punto in cui viene trattenuto dal tirante. Si ottiene la profondità in cui il momento risultante dalle diverse spinte è nullo.

Momento di spinta attiva:

$$\lambda_a = K_a = \operatorname{tg}^2 (\pi/4 - \phi'/2)$$

$$P_t = \lambda_a \gamma_t h^2/2$$

$$b_t = 2/3 h$$

$$M_t = b_t P_t$$

Momento dovuto ai carichi stradali

$$\gamma_s = 20 \text{ kN}$$

$$P_s = \lambda_a \gamma_s h$$

$$B_s = 1/2 h$$

$$M_s = b_s P_s$$

Momento dovuto alla spinta passiva dalla quota -5,2m

$$K_p = \lambda_p = 1/K_a$$

$$P_p = \lambda_p \gamma_t (h-5,2)^2/2$$

$$B_p = 5,2 + 2/3 (h-5,2)$$

$$M_p = b_p P_p$$

Pagina 2: Calcolo tensione orizzontale dei tiranti

Dati di input

Come sopra con aggiunta della:

- profondità dei pali scelta

Metodo utilizzato

Equazione di equilibrio attorno al punto più basso per ottenere la tensione orizzontale di equilibrio contrastante spinta attiva e carichi stradali con l'ausilio della spinta passiva.

Dato di output: tensione orizzontale

Tabella ricursiva per calcolo equilibrio alla rotazione della struttura palo attorno al punto più basso per ottenere il valore del momento risultante ad ogni profondità dei pali ed estrapolare così il valore massimo.

Dato di output: Momento massimo nella palificata

Pagina 3: Grafico riportante i risultati della tabella di pagina 2

Pagina 4: Dimensionamento micropali e tiranti

Vengono valutate due ipotesi.

1) La prima nel caso il momento sia tale da essere sopportato da un'unica fila di micropali.

Input :

- momento massimo
- numero dei pali in un metro di struttura
- sforzo normale ammissibile (σ)

Output:

- M max in ogni palo
- W modulo di resistenza

Ovvero il momento massimo suddiviso per la tensione ammissibile nell'acciaio:

$$\sigma_{amm} = 2.600 \text{ Kg/cm}^2$$

permette di calcolare il modulo di resistenza necessario.

Dalla lettura delle tabelle dei micropali, o dei profilati scelti, in funzione del modulo di resistenza si sceglie il dimensionamento adatto del micropalo o del profilato.

2) La seconda ipotesi si utilizza quando diametro e spessore dei micropali su un'unica fila sarebbero eccessivi. Si realizza quindi una struttura con micropali disposti su due file, solitamente a quinconce per meglio trattenere il terreno tra i pali.

Input:

- distanza tra le file
- numero di pali in un metro
- sforzo normale ammissibile (σ)

Output

Sforzo normale nel palo

Area minima della sezione del palo, dalla quale si calcolano le caratteristiche minime del palo.

Segue la scelta definitiva del palo in base ai diametri commerciali disponibili e alle successive verifiche.

Verifica della portanza dei micropali

Poichè i pali potrebbero sprofondare sotto le spinte normali a cui vengono sottoposti o addirittura scollegarsi dalla boiaccia cementizia che li ancora al terreno, si devono effettuare le seguenti verifiche.

Verifica allo sfilamento malta terreno

Input:

- diametro di perforazione scelta
- numero di pali in un metro
- coefficiente di sicurezza
- tensione di aderenza in funzione delle caratteristiche del terreno attraversato (da tabelle) t_{ad}
- Tensione massima, T_{max} , ovvero lo sforzo normale ottenuto in precedenza

Output:

- lunghezza di ancoraggio minima necessaria

Poichè

$$\pi \cdot 0,22 \cdot L \cdot 0,85 \cdot t_{ad} = T$$

allora

$$L = T / \pi \cdot 0,22 \cdot 0,85 \cdot t_{ad}$$

Se la lunghezza minima è inferiore alla lunghezza già scelta nella pagina 1 la verifica è positiva quindi non produce modifiche altrimenti si incrementa la lunghezza del palo

Verifica allo sfilamento acciaio malta

Come la verifica precedente, dove $t_{ad} = 0,6 \text{ Mpa}$,

Dimensionamento dei tiranti

Dati di input

- T_{max}
- Metri di interasse tra un tirante e il successivo
- Gradi di inclinazione del tirante
- Tensione ammissibile (σ)

Output

Tensione massima nel singolo tirante

Nota la tensione massima di esercizio a cui deve resistere il singolo tirante determina la tipologia di tirante da utilizzare. La scelta avviene sia con l'ausilio di tabelle dei costruttori che tramite calcoli teorici.

Ad esempio, scegliendo come tiranti delle barre Dywidag 950/1050 diametro 26,5mm, la tensione massima di snervamento dichiarata dal costruttore è di 523 kN e si verifica quindi che quella massima di esercizio sia inferiore a questo valore.

Pagina 5: Verifica allo sfilamento dei tiranti malta/terreno e acciaio/malta

Come sopra descritto ma con dati di input relativi al diametro di perforazione della sede dei tiranti e alle superfici laterali sviluppate dai diametri dei tiranti.

Dimensionamento del ferro d'armatura della trave di collegamento testa pali e tiranti

Considerando la reazione che deve offrire la struttura nel caso di massima sollecitazione dei tiranti, la forza P applicata nel mezzo della trave in semplice appoggio tra i pali più distanti ovvero per una luce di 3m.

$$p_{\text{orizz}} 82 \times 3 = 246 \text{ kN (sia orizzontale che verticale)}$$

$$M_{\text{max}} = \frac{1}{4} p l = 0,25 \times 246 \times 3 = 184,5 \text{ kNm}$$

Scegliendo una sezione di base 90cm e altezza 70cm con 5 cm di copriferro si ottengono le seguenti verifiche:

orizzontale $h_s = 0,85\text{m}$

$$A_{\text{ferri}} = M_{\text{max}} / (0,9 \times f_{yd} \times h_s) = 184,5 \times 1000 / (0,9 \times 260 \times 0,25) = 9,46\text{cm}^2$$

$$\text{Con n. 5 ferri in un metro } A_{f \text{ singolo}} 9,06 / 5 = 1,89\text{cm}^2$$

Si scelgono quindi ferri di diametro 16mm con $A_f = 2,01 \text{ cm}^2$ e $A_{f \text{ reale}} = 10,1 \text{ cm}^2$

$$\text{Calcolo asse neutro } N = m A_f / \text{base} \times (-1 + (1 + (2 \times \text{base} \times h_s) / (m \times A_f))^{1/2}) = 18,31 \text{ cm}$$

$$\sigma_{\text{cls}} = 2 \times M / (\text{base} \times N \times (h_s - N/3)) = 43,40 \text{ kg/cm}^2 < \sigma_{\text{amm}} = 97,5 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\sigma_{\text{fe}} = M / (A_f \times (h_s - N/3)) = 2.372 \text{ kg/cm}^2 < f_{\text{amm}} = 2600 \text{ Kg/cm}^2$$

verticale $h_s = 0,65\text{m}$

$$A_{\text{ferri}} = M_{\text{max}} / (0,9 \times f_{yd} \times h_s) = 184,5 \times 1000 / (0,9 \times 260 \times 0,25) = 12,37 \text{ cm}^2$$

$$\text{Con n. 7 ferri in un metro } A_{f \text{ singolo}} 9,06 / 7 = 1,77 \text{ cm}^2$$

Si scelgono quindi ferri di diametro 16mm con $A_f = 2,01 \text{ cm}^2$ e $A_{f \text{ reale}} = 10,1 \text{ cm}^2$

$$\text{Calcolo asse neutro } N = m A_f / \text{base} \times (-1 + (1 + (2 \times \text{base} \times h_s) / (m \times A_f))^{1/2}) = 18,15 \text{ cm}$$

$$\sigma_{\text{cls}} = 2 \times M / (\text{base} \times N \times (h_s - N/3)) = 58,58 \text{ kg/cm}^2 < \sigma_{\text{amm}} = 97,5 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\sigma_{\text{fe}} = M / (A_f \times (h_s - N/3)) = 2.268 \text{ kg/cm}^2 < f_{\text{amm}} = 2600 \text{ Kg/cm}^2$$

La staffe scelte saranno del diametro 12mm $A_s = 1,13\text{cm}^2$ ogni 20cm e risulta verificata la seguente relazione:

$$A_{st} > 1,5 b \text{ mm}^2 / \text{m}$$

$$\text{Dove } b_{\text{max}} = 85\text{cm} = 850\text{mm}$$

$$A_{st} = 11300 \times 2 \times 5 = 113000 \text{ mm}^2 > 1,5 \times 850 = 1275 \text{ mm}^2$$

Verifica al taglio della trave di collegamento

$$T_{\text{max}} = 1/2 p_{\text{orizz}} = 246 / 2 = 123 \text{ kN} = 12300,00 \text{ Kg}$$

$$\tau_{\text{max}} = 3/2 T_{\text{max}} / b h = 3/2 \times T_{\text{max}} / (70 \times 85) = 3/2 \times 12300 / 5950 = 3,10 \text{ Kg/cm}^2 < \tau_{\text{co}} = 6,00 \text{ Kg/cm}^2$$

correlazione fi prove spt

Road Bridge Specification: Shioi-Fukuni(1982).

$$(f_i) = 15 + (15 N_{spt})^{0,5}$$

particolarmente valida fino a 20-25 m sotto il p.c.

SOMMARIO

Relazione di calcolo per parapetto stradale in cemento armato poggiate su muri di pietra	13
Premessa	13
Riferimenti normativi – bibliografia	13
Caratteristica dei materiali	14
Conglomerato cementizio	14
Acciaio per armatura	14
Acciaio B450C controllato in stabilimento	14
Classe di esposizione – copriferro minimo.	14
Parametri geotecnici di riferimento	15
Caratteristiche geometriche della struttura	15
Verifiche effettuate	15
Cortina di micropali (strada Superga 164, strada del Cresto, Salita CAL...)	17
Pagina 1 : Calcolo della profondità della cortina dei micropali.	17
Carichi	17
Pagina 2: Calcolo tensione orizzontale dei tiranti	18
Pagina 3: Grafico riportante i risultati della tabella di pagina 2	18
Pagina 4: Dimensionamento micropali e tiranti	18
Verifica della portanza dei micropali	19
Verifica allo sfilamento malta terreno	19
Verifica allo sfilamento acciaio malta	19
Dimensionamento dei tiranti	19
Pagina 5: Verifica allo sfilamento dei tiranti malta/terreno e acciaio/malta	20
Dimensionamento del ferro d'armatura della trave di collegamento testa pali e tiranti	20

Strada Superga 164 curva Micropali: calcolo profondità

		Geometria della struttura	
sbalzo		d	4 m
delta		incremento	0,25 m
		Parametri geotecnici	
peso specifico terra			19 kN/mc
pi greco			3,14159265
fi			30
lambda		Ka	0,33333333
coesione efficace		c'	0
densità relativa		dr	40%
resistenza al taglio di picco		fi' p	33°
resistenza al taglio residua		fi' r	30°
coeff passivo		kp	3
con coeff sicurezza 0,5		kp/2	1,5
sovraccarico stradale			20 kN/mq

		Momento			
		spinta	carichi		
		spinta attiva	passiva	stradali	risultante
step	x	kNm			
1	0,25	0,03	0	0,208	0,24
2	0,5	0,26	0	0,833	1,10
3	0,75	0,89	0	1,875	2,77
4	1	2,11	0	3,333	5,44
5	1,25	4,12	0	5,208	9,33
6	1,5	7,13	0	7,500	14,63
7	1,75	11,31	0	10,208	21,52
8	2	16,89	0	13,333	30,22
9	2,25	24,05	0	16,875	40,92
10	2,5	32,99	0	20,833	53,82
11	2,75	43,90	0	25,208	69,11
12	3	57,00	0	30,000	87,00
13	3,25	72,47	0	35,208	107,68
14	3,5	90,51	0	40,833	131,35
15	3,75	111,33	0	46,875	158,20
16	4	135,11	0	53,333	188,44
17	4,25	162,06	-3,710938	60,208	218,56
18	4,5	192,38	-15,4375	67,500	244,44
19	4,75	226,25	-36,07031	75,208	265,39
20	5	263,89	-66,5	83,333	280,72
21	5,25	305,48	-107,6172	91,875	289,74
22	5,5	351,24	-160,3125	100,833	291,76
23	5,75	401,34	-225,4766	110,208	286,07
24	6	456,00	-304	120,000	272,00
25	6,25	515,41	-396,7734	130,208	248,84
26	6,5	579,76	-504,6875	140,833	215,91
27	6,75	649,27	-628,6328	151,875	172,51
28	7	724,11	-769,5	163,333	117,94
29	7,25	804,50	-928,1797	175,208	51,53
30	7,5	890,63	-1105,563	187,500	-27,44 profondità palo sce
31	7,75	982,69	-1302,539	200,208	-119,64

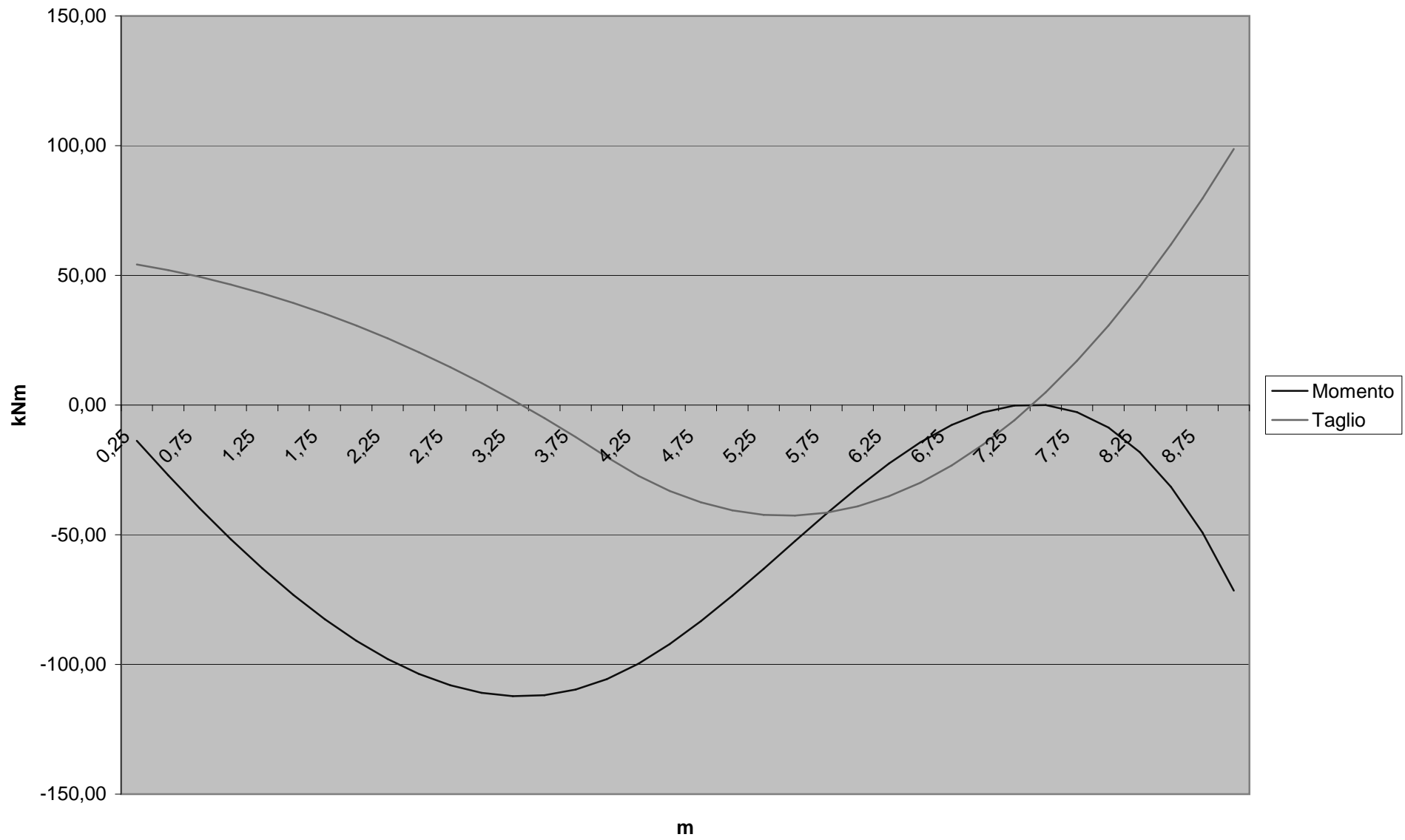
CALCOLO TENSIONE ORIZZONTALE DEI TIRANTI

	Geometria della struttura	
sbalzo	d	4 m
delta	incremento	0,25 m
	Parametri geotecnici	
peso specifico terra		19 kN/mc
pi greco		3,141593
fi		30
lambda	Ka	0,333333
coesione efficace	c'	0
densità relativa	dr	40%
resistenza al taglio di picco	fi' p	33°
resistenza al taglio residua	fi' r	30°
coeff passivo	kp	3
con coeff sicurezza 0,5	kp/2	1,5
sovraccarico stradale		20 kN/mq
	h risultante	7,5 m
	incremento scelto	0 m
	profondità del palo	7,5 m

Momento

spinta attiva	spinta passiva	carichi stradali	dovuto a T	risultante	tensione
7,5	445,31	-203,66	178,125	55,97 kN	

step x	kNm		Momento				spinta attiva	spinta passiva	carichi stradali	dovuto a T	Taglio
1	0,25	0,02	0	0,198	-13,99	-13,78	0,20	0	1,583	55,97	54,19
2	0,5	0,13	0	0,792	-27,99	-27,06	0,79	0	3,167	55,97	52,01
3	0,75	0,45	0	1,781	-41,98	-39,75	1,78	0	4,750	55,97	49,44
4	1	1,06	0	3,167	-55,97	-51,75	3,17	0	6,333	55,97	46,47
5	1,25	2,06	0	4,948	-69,96	-62,95	4,95	0	7,917	55,97	43,11
6	1,5	3,56	0	7,125	-83,96	-73,27	7,13	0	9,500	55,97	39,35
7	1,75	5,66	0	9,698	-97,95	-82,59	9,70	0	11,083	55,97	35,19
8	2	8,44	0	12,667	-111,94	-90,83	12,67	0	12,667	55,97	30,64
9	2,25	12,02	0	16,031	-125,93	-97,88	16,03	0	14,250	55,97	25,69
10	2,5	16,49	0	19,792	-139,93	-103,64	19,79	0	15,833	55,97	20,35
11	2,75	21,95	0	23,948	-153,92	-108,02	23,95	0	17,417	55,97	14,61
12	3	28,50	0	28,500	-167,91	-110,91	28,50	0	19,000	55,97	8,47
13	3,25	36,24	0	33,448	-181,91	-112,22	33,45	0	20,583	55,97	1,94
14	3,5	45,26	0	38,792	-195,90	-111,85	38,79	0	22,167	55,97	-4,99
15	3,75	55,66	0	44,531	-209,89	-109,70	44,53	0	23,750	55,97	-12,31
16	4	67,56	0	50,667	-223,88	-105,66	50,67	0	25,333	55,97	-20,03
17	4,25	81,03	-0,0742	57,198	-237,88	-99,72	57,20	0,890625	26,917	55,97	-27,25
18	4,5	96,19	-0,5938	64,125	-251,87	-92,15	64,13	3,5625	28,500	55,97	-33,09
19	4,75	113,13	-2,0039	71,448	-265,86	-83,29	71,45	8,015625	30,083	55,97	-37,54
20	5	131,94	-4,75	79,167	-279,85	-73,49	79,17	14,25	31,667	55,97	-40,61
21	5,25	152,74	-9,2773	87,281	-293,85	-63,10	87,28	22,26563	33,250	55,97	-42,29
22	5,5	175,62	-16,031	95,792	-307,84	-52,46	95,79	32,0625	34,833	55,97	-42,59
23	5,75	200,67	-25,457	104,698	-321,83	-41,92	104,70	43,64063	36,417	55,97	-41,50
24	6	228,00	-38	114,000	-335,83	-31,83	114,00	57	38,000	55,97	-39,03
25	6,25	257,70	-54,105	123,698	-349,82	-22,52	123,70	72,14063	39,583	55,97	-35,17
26	6,5	289,88	-74,219	133,792	-363,81	-14,36	133,79	89,0625	41,167	55,97	-29,93
27	6,75	324,63	-98,785	144,281	-377,80	-7,67	144,28	107,7656	42,750	55,97	-23,29
28	7	362,06	-128,25	155,167	-391,80	-2,82	155,17	128,25	44,333	55,97	-15,28
29	7,25	402,25	-163,06	166,448	-405,79	-0,15	166,45	150,5156	45,917	55,97	-5,88
30	7,5	445,31	-203,66	178,125	-419,78	0,00	178,13	174,5625	47,500	55,97	4,91
31	7,75	491,34	-250,49	190,198	-433,77	-2,72	190,20	200,3906	49,083	55,97	17,08
32	8	540,44	-304	202,667	-447,77	-8,66	202,67	228	50,667	55,97	30,64
33	8,25	592,71	-364,64	215,531	-461,76	-18,15	215,53	257,3906	52,250	55,97	45,58
34	8,5	648,24	-432,84	228,792	-475,75	-31,56	228,79	288,5625	53,833	55,97	61,91
35	8,75	707,14	-509,07	242,448	-489,74	-49,22	242,45	321,5156	55,417	55,97	79,62



Dimensionamento micropali

1° ipotesi: cortina di micropali su un'unica fila

numero pali in un metro	2		
M massimo	112,22 kNm		1122200 Kg cm
M in ogni palo	561100 kg cm		
sigma ammissibile	2600 kg/cm ²		
W	215,81 cm ³		
corrispondente ad un palo:			
diametro	168,3 mm		
spessore	12,5 mm		

2° ipotesi: due file

interasse tra le file	0,4 m		
N sforzo normale	280,55 kN		
	28055,00 kg		
sigma ammissibile	2600 kg/cm ²		
Area minima sez palo	10,790 cm ²		

per cui sarebbe sufficiente un palo:

diametro	60,3 mm		
spessore	5 mm		
ma si sceglie			
diametro	114,3 mm		
spessore	8 mm		
Area sezione del palo	26,72 cm ²		
tensione nel palo scelto	1050,11569 kg/cm ²	<	2600 kg/cm ² verificata

Verifica della portanza dei micropali

malta terreno

numero di pali in un metro	1		
diametro di perforazione	19 cm		Pa=N/mq
coefficiente di sicurezza	0,85		
tensione di aderenza	0,2 MPa	200 kN/mq	per sabbia grossa e ghiaia
Tmax in un palo	280,55 kN		
Lunghezza di ancoraggio	2,76 m		
oltre a	4,00 m		
lunghezza totale del palo	6,76 m	ok	

acciaio malta

tensione di aderenza	0,6 MPa	600 kN/mq	
perimetro del palo	0,35908404 mq		
Tmax risultante	506,32 kN		ok, maggiore di quella massima

Dimensionamento pali tiranti

T in testa	56 kN	=	5600 kg
interasse	5 m		
sigma ammissibile	2600 kg/cm ²		
inclinazione dei tiranti:			
pi greco	3,14159265		
gradi in un radiante	180		
gradi inclinazione	45		
frazione dei radianti	4		
coseno	0,70710678		

Tabella riassuntiva diverse prove:			
per inclinazione di	45	30	60
interasse	5	5	5
lunghezza tirante	15	12,5	21,2
diametro barra	26,5	26,5	26,5
	18	12,72792	

T massima	39597,98 kg	395,98 kN	<	523 kN
Area minima sez palo	15,230 cm ²			verificata
per cui è sufficiente un palo:				
diametro	127 mm			
spessore	10 mm			
Area sezione del palo	36,76 cm ²			
oppure un barra dywidag	950/1050	N/mm ²	950	760 1050 735
spessore	26,5 mm		523 kN da tabelle DSI	
t amm	735 N/mm ²			
Area sezione	551,55 mm ²			
Tmax	405,39 kN	verificata		

snervamento rottura

0,8 0,7 coeff. Di sicurezza

760 1050 735

523 kN da tabelle DSI

Verifica allo sfilamento dei tiranti**malta terreno**

diametro di perforazione	15 cm		
coefficiente di sicurezza	0,85		
tensione di aderenza	0,2 MPa	200 kN/mq	per sabbia grossa e gr Pa=N/mq
Tmax	395,98 kN		
incremento ancoraggio	4,40 m		
Lunghezza di ancoraggio	4,94 m		
oltre a	5,66 m		
lunghezza totale del tirante	15,00 m		
lunghezza in un metro	2,99995347		

acciaio malta

tensione di aderenza	0,6 MPa	600 kN/mq	
diametro barra	26,5 mm		
Tmax risultante	396,69 kN	maggiore di quella massima	

Strada del Cresto 83

Micropali: calcolo profondità

		Geometria della struttura	
sbalzo	d		4 m
delta	incremento		0,25 m
		Parametri geotecnici	
peso specifico terra			19 kN/mc
pi greco			3,14159265
fi			30
lambda	Ka		0,33333333
coesione efficace	c'		0
densità relativa	dr		40%
resistenza al taglio di picco	fi' p		33°
resistenza al taglio residua	fi' r		30°
coeff passivo	kp		3
con coeff sicurezza 0,5	kp/2		1,5
sovraccarico stradale			20 kN/mq

		Momento			
		spinta	carichi		
step	x	spinta attiva	passiva	stradali	risultante
		kNm			
1	0,25	0,03	0	0,208	0,24
2	0,5	0,26	0	0,833	1,10
3	0,75	0,89	0	1,875	2,77
4	1	2,11	0	3,333	5,44
5	1,25	4,12	0	5,208	9,33
6	1,5	7,13	0	7,500	14,63
7	1,75	11,31	0	10,208	21,52
8	2	16,89	0	13,333	30,22
9	2,25	24,05	0	16,875	40,92
10	2,5	32,99	0	20,833	53,82
11	2,75	43,90	0	25,208	69,11
12	3	57,00	0	30,000	87,00
13	3,25	72,47	0	35,208	107,68
14	3,5	90,51	0	40,833	131,35
15	3,75	111,33	0	46,875	158,20
16	4	135,11	0	53,333	188,44
17	4,25	162,06	-3,710938	60,208	218,56
18	4,5	192,38	-15,4375	67,500	244,44
19	4,75	226,25	-36,07031	75,208	265,39
20	5	263,89	-66,5	83,333	280,72
21	5,25	305,48	-107,6172	91,875	289,74
22	5,5	351,24	-160,3125	100,833	291,76
23	5,75	401,34	-225,4766	110,208	286,07
24	6	456,00	-304	120,000	272,00
25	6,25	515,41	-396,7734	130,208	248,84
26	6,5	579,76	-504,6875	140,833	215,91
27	6,75	649,27	-628,6328	151,875	172,51
28	7	724,11	-769,5	163,333	117,94
29	7,25	804,50	-928,1797	175,208	51,53
30	7,5	890,63	-1105,563	187,500	-27,44
31	7,75	982,69	-1302,539	200,208	-119,64
32	8	1080,89	-1520	213,333	-225,78
33	8,25	1185,42	-1758,836	226,875	-346,54

profondità palo sce

Geometria della struttura

sbalzo	d	4 m
delta	incremento	0,25 m

Parametri geotecnici

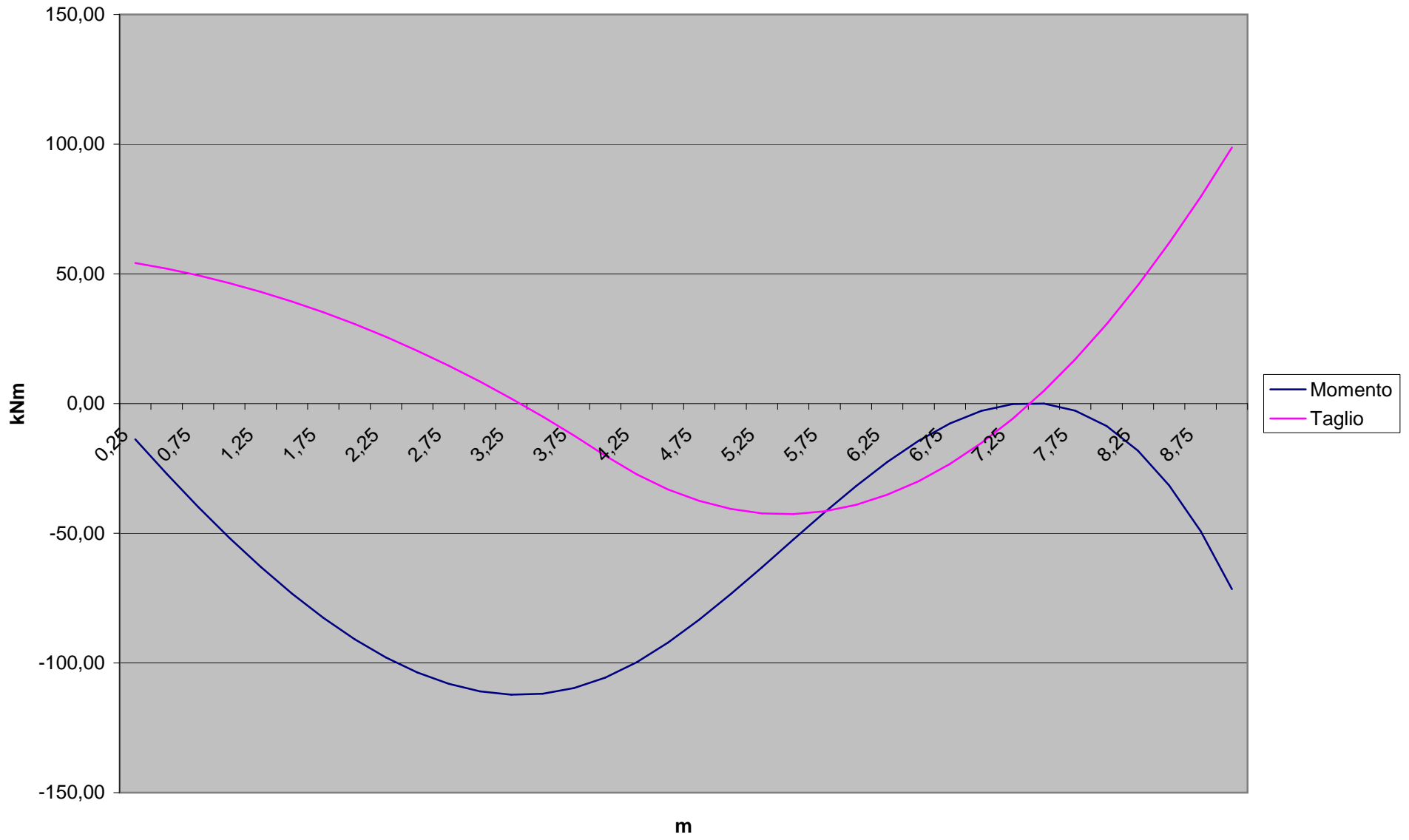
peso specifico terra		19 kN/mc
pi greco		3,141593
fi		30
lambda	Ka	0,333333
coesione efficace	c'	0
densità relativa	dr	40%
resistenza al taglio di picco	fi' p	33°
resistenza al taglio residua	fi' r	30°
coeff passivo	kp	3
con coeff sicurezza 0,5	kp/2	1,5
sovraccarico stradale		20 kN/mq

h risultante	7,5 m
incremento scelto	0 m
profondità del palo	7,5 m

Momento

spinta attiva	spinta passiva	carichi stradali	dovuto a T risultante	tensione
7,5	445,31	-203,656	178,125	55,97083

step	x	kNm			Momento	
1	0,25	0,02	0	0,198	-13,99	-13,78
2	0,5	0,13	0	0,792	-27,99	-27,06
3	0,75	0,45	0	1,781	-41,98	-39,75
4	1	1,06	0	3,167	-55,97	-51,75
5	1,25	2,06	0	4,948	-69,96	-62,95
6	1,5	3,56	0	7,125	-83,96	-73,27
7	1,75	5,66	0	9,698	-97,95	-82,59
8	2	8,44	0	12,667	-111,94	-90,83
9	2,25	12,02	0	16,031	-125,93	-97,88
10	2,5	16,49	0	19,792	-139,93	-103,64
11	2,75	21,95	0	23,948	-153,92	-108,02
12	3	28,50	0	28,500	-167,91	-110,91
13	3,25	36,24	0	33,448	-181,91	-112,22 Mmax
14	3,5	45,26	0	38,792	-195,90	-111,85
15	3,75	55,66	0	44,531	-209,89	-109,70
16	4	67,56	0	50,667	-223,88	-105,66
17	4,25	81,03	-0,07422	57,198	-237,88	-99,72
18	4,5	96,19	-0,59375	64,125	-251,87	-92,15
19	4,75	113,13	-2,00391	71,448	-265,86	-83,29
20	5	131,94	-4,75	79,167	-279,85	-73,49
21	5,25	152,74	-9,27734	87,281	-293,85	-63,10
22	5,5	175,62	-16,0313	95,792	-307,84	-52,46
23	5,75	200,67	-25,457	104,698	-321,83	-41,92
24	6	228,00	-38	114,000	-335,83	-31,83
25	6,25	257,70	-54,1055	123,698	-349,82	-22,52
26	6,5	289,88	-74,2188	133,792	-363,81	-14,36
27	6,75	324,63	-98,7852	144,281	-377,80	-7,67
28	7	362,06	-128,25	155,167	-391,80	-2,82
29	7,25	402,25	-163,059	166,448	-405,79	-0,15
30	7,5	445,31	-203,656	178,125	-419,78	0,00
31	7,75	491,34	-250,488	190,198	-433,77	-2,72



Dimensionamento pali

1° ipotesi: cortina di micropali su un'unica fila

numero pali in un metro	2		
M massimo	112,22 kNm		1122200 Kg cm
M in ogni palo	561100 kg cm		
sigma ammissibile	2600 kg/cm ²		
W	215,81 cm ³		
corrispondente ad un palo:			
diametro	168,3 mm		
spessore	12,5 mm		

2° ipotesi: due file

interasse tra le file	0,4 m		
N sforzo normale	280,55 kN		
	28055,00 kg		
sigma ammissibile	2600 kg/cm ²		
Area minima sez palo	10,790 cm ²		

per cui sarebbe sufficiente un palo:

diametro	60,3 mm
spessore	5 mm

ma si sceglie

diametro	114,3 mm
spessore	8 mm

Area sezione del palo

tensione nel palo scelto	1050,11569 kg/cm ²	<	2600 kg/cm ²	verificata
--------------------------	-------------------------------	---	-------------------------	-------------------

Verifica della portanza dei micropali

malta terreno

numero di pali in un metro	1			
diametro di perforazione	19 cm			
coefficiente di sicurezza	0,85			
tensione di aderenza	0,2 MPa	200 kN/mq		per sabbia grossa e gr Pa=N/mq
Tmax in un palo	280,55 kN			
Lunghezza di ancoraggio	2,76 m			
oltre a	4,00 m			
lunghezza totale del palo	6,76 m	ok		

acciaio malta

tensione di aderenza	0,6 MPa	600 kN/mq		
perimetro del palo	0,35908404 mq			
Tmax risultante	506,32 kN	ok, maggiore di quella massima		

Dimensionamento pali tiranti

T in testa	56 kN	=	5600 kg	
interasse	6 m		2,814725	lunghezza risultante più avanti
sigma ammissibile	2600 kg/cm ²			
inclinazione dei tiranti:				
pi greco	3,14159265			
gradi in un radiante	180			
gradi inclinazione	45			
frazione dei radianti	4			
coseno	0,70710678	18	12,72792	

T massima	47517,58 kg	475,18 kN	523	
Area minima sez palo	18,276 cm ²	ok con tabelle costruttore		
per cui è sufficiente un palo:				
diametro	127 mm			
spessore	10 mm			
Area sezione del palo	36,76 cm ²		0,8	0,6 coefficienti di sicurezza
oppure un barra dywidag	950/1050 N/mm ²	950	760	1050 630
spessore	26,5 mm		523 kN da tabelle DSI	
t _{amm}	630 N/mm ²			
Area sezione	554,55 mm ²			
Tmax	347,47 kN	aumentare diametro		

Verifica allo sfilamento dei tiranti

malta terreno

diametro di perforazione	15 cm			
coefficiente di sicurezza	0,85			
tensione di aderenza	0,2 MPa	200 kN/mq		per sabbia grossa e gr Pa=N/mq
Tmax	475,18 kN			
incremento ancoraggio	5,30 m			
Lunghezza di ancoraggio	5,93 m			
oltre a	5,66 m			
lunghezza totale del tirante	16,89 m			
lunghezza in un metro	2,814725			

acciaio malta

tensione di aderenza	0,6 MPa	600 kN/mq		
diametro barra	26,5 mm			
Tmax risultante	476,87 kN	ok, maggiore di quella massima		

Salita CAI

Micropali: calcolo profondità

	Geometria della struttura		
sbalzo	d	3,5	m
delta	incremento	0,25	m
	Parametri geotecnici		
peso specifico terra		19	kN/mc
pi greco		3,14159265	
fi		30	
lambda	Ka	0,33333333	
coesione efficace	c'	0	
densità relativa	dr	40%	
resistenza al taglio di picco	fi' p	33°	
resistenza al taglio residua	fi' r	30°	
coeff passivo	kp	3	
con coeff sicurezza 0,5	kp/2	1,5	
sovraccarico stradale		20	kN/mq

		Momento			
		spinta attiva	spinta passiva	carichi stradali	risultante
step	x	kNm			
1	0,25	0,03	0	0,208	0,24
2	0,5	0,26	0	0,833	1,10
3	0,75	0,89	0	1,875	2,77
4	1	2,11	0	3,333	5,44
5	1,25	4,12	0	5,208	9,33
6	1,5	7,13	0	7,500	14,63
7	1,75	11,31	0	10,208	21,52
8	2	16,89	0	13,333	30,22
9	2,25	24,05	0	16,875	40,92
10	2,5	32,99	0	20,833	53,82
11	2,75	43,90	0	25,208	69,11
12	3	57,00	0	30,000	87,00
13	3,25	72,47	0	35,208	107,68
14	3,5	90,51	0	40,833	131,35
15	3,75	111,33	-3,265625	46,875	154,94
16	4	135,11	-13,65625	53,333	174,79
17	4,25	162,06	-32,0625	60,208	190,21
18	4,5	192,38	-59,375	67,500	200,50
19	4,75	226,25	-96,48438	75,208	204,98
20	5	263,89	-144,2813	83,333	202,94
21	5,25	305,48	-203,6563	91,875	193,70
22	5,5	351,24	-275,5	100,833	176,57
23	5,75	401,34	-360,7031	110,208	150,85
24	6	456,00	-460,1563	120,000	115,84
25	6,25	515,41	-574,75	130,208	70,87
26	6,5	579,76	-705,375	140,833	15,22
27	6,75	649,27	-852,9219	151,875	-51,78
28	7	724,11	-1018,281	163,333	-130,84
29	7,25	804,50	-1202,344	175,208	-222,64
30	7,5	890,63	-1406	187,500	-327,87
31	7,75	982,69	-1630,141	200,208	-447,24

profondità palo sce

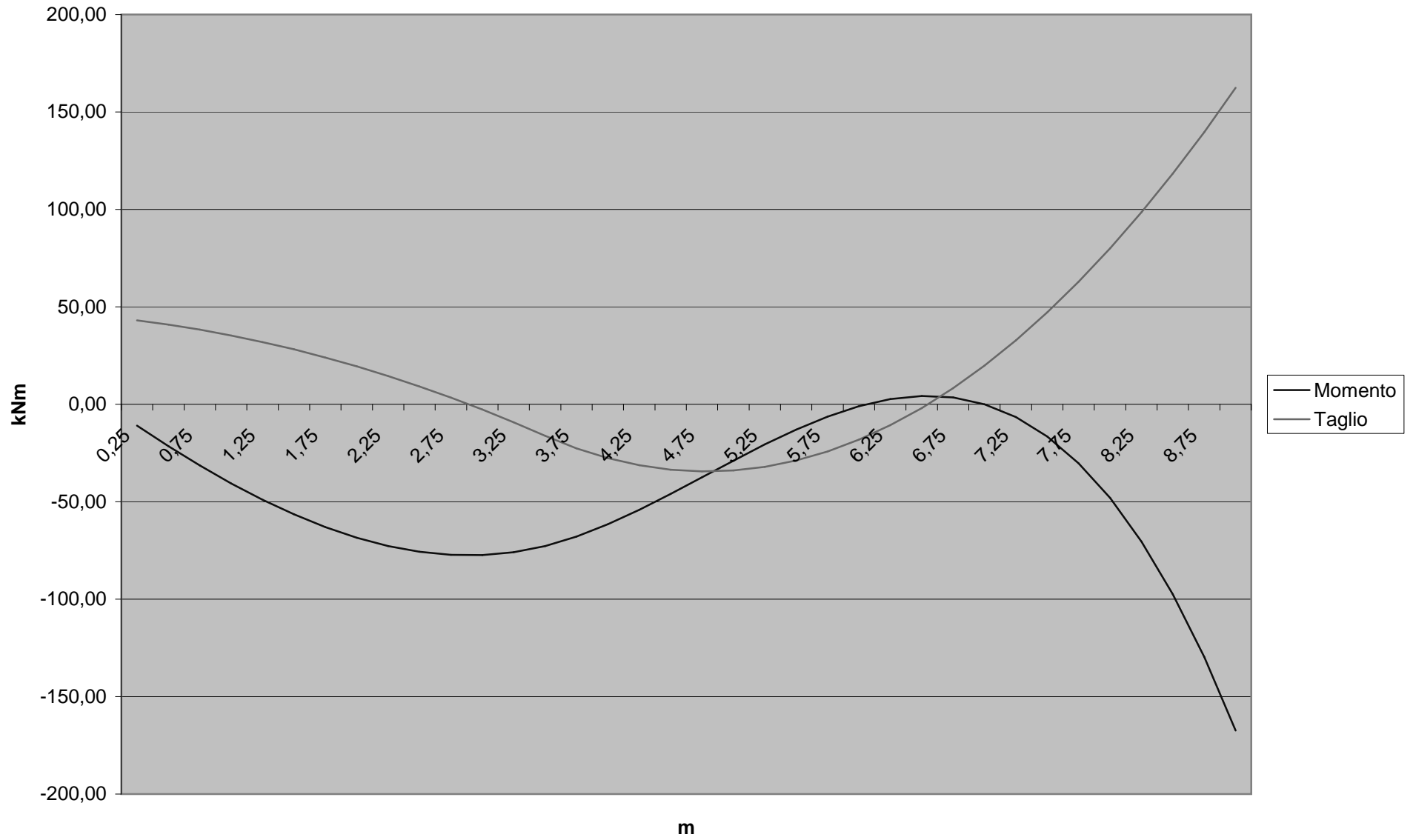
CALCOLO TENSIONE ORIZZONTALE DEI TIRANTI

		Geometria della struttura	
sbalzo	d		3,5 m
delta	incremento		0,25 m
		Parametri geotecnici	
peso specifico terra			19 kN/mc
pi greco			3,141593
fi			30
lambda	Ka		0,333333
coesione efficace	c'		0
densità relativa	dr		40%
resistenza al taglio di picco	fi' p		33°
resistenza al taglio residua	fi' r		30°
coeff passivo	kp		3
con coeff sicurezza 0,5	kp/2		1,5
sovraccarico stradale			20 kN/mq
	h risultante		7 m
	incremento scelto		0 m
	profondità del palo		7 m

Momento

	spinta attiva	spinta passiva	carichi stradali	dovuto a T	risultante	tensione
7	362,06	-203,66	155,167			44,8 kN

step x	kNm		Momento				spinta attiva	spinta passiva	carichi stradali	dovuto a T	Taglio
1	0,25	0,02	0	0,198	-11,20	-10,98	0,20	0	1,583	44,80	43,01
2	0,5	0,13	0	0,792	-22,40	-21,47	0,79	0	3,167	44,80	40,84
3	0,75	0,45	0	1,781	-33,60	-31,37	1,78	0	4,750	44,80	38,26
4	1	1,06	0	3,167	-44,80	-40,57	3,17	0	6,333	44,80	35,30
5	1,25	2,06	0	4,948	-55,99	-48,98	4,95	0	7,917	44,80	31,93
6	1,5	3,56	0	7,125	-67,19	-56,51	7,13	0	9,500	44,80	28,17
7	1,75	5,66	0	9,698	-78,39	-63,04	9,70	0	11,083	44,80	24,01
8	2	8,44	0	12,667	-89,59	-68,48	12,67	0	12,667	44,80	19,46
9	2,25	12,02	0	16,031	-100,79	-72,73	16,03	0	14,250	44,80	14,51
10	2,5	16,49	0	19,792	-111,99	-75,70	19,79	0	15,833	44,80	9,17
11	2,75	21,95	0	23,948	-123,19	-77,29	23,95	0	17,417	44,80	3,43
12	3	28,50	0	28,500	-134,39	-77,39 Mmax	28,50	0	19,000	44,80	-2,70
13	3,25	36,24	0	33,448	-145,58	-75,90	33,45	0	20,583	44,80	-9,24
14	3,5	45,26	0	38,792	-156,78	-72,73	38,79	0	22,167	44,80	-16,16
15	3,75	55,66	-0,0742	44,531	-167,98	-67,86	44,53	0,890625	23,750	44,80	-22,60
16	4	67,56	-0,5938	50,667	-179,18	-61,55	50,67	3,5625	25,333	44,80	-27,64
17	4,25	81,03	-2,0039	57,198	-190,38	-54,15	57,20	8,015625	26,917	44,80	-31,30
18	4,5	96,19	-4,75	64,125	-201,58	-46,02	64,13	14,25	28,500	44,80	-33,58
19	4,75	113,13	-9,2773	71,448	-212,78	-37,48	71,45	22,26563	30,083	44,80	-34,47
20	5	131,94	-16,031	79,167	-223,98	-28,90	79,17	32,0625	31,667	44,80	-33,98
21	5,25	152,74	-25,457	87,281	-235,17	-20,61	87,28	43,64063	33,250	44,80	-32,10
22	5,5	175,62	-38	95,792	-246,37	-12,96	95,79	57	34,833	44,80	-28,83
23	5,75	200,67	-54,105	104,698	-257,57	-6,31	104,70	72,14063	36,417	44,80	-24,18
24	6	228,00	-74,219	114,000	-268,77	-0,99	114,00	89,0625	38,000	44,80	-18,14
25	6,25	257,70	-98,785	123,698	-279,97	2,65	123,70	107,7656	39,583	44,80	-10,72
26	6,5	289,88	-128,25	133,792	-291,17	4,26	133,79	128,25	41,167	44,80	-1,91
27	6,75	324,63	-163,06	144,281	-302,37	3,49	144,28	150,5156	42,750	44,80	8,28
28	7	362,06	-203,66	155,167	-313,57	0,00	155,17	174,5625	44,333	44,80	19,86
29	7,25	402,25	-250,49	166,448	-324,76	-6,56	166,45	200,3906	45,917	44,80	32,82
30	7,5	445,31	-304	178,125	-335,96	-16,53	178,13	228	47,500	44,80	47,17
31	7,75	491,34	-364,64	190,198	-347,16	-30,26	190,20	257,3906	49,083	44,80	62,90
32	8	540,44	-432,84	202,667	-358,36	-48,09	202,67	288,5625	50,667	44,80	80,02
33	8,25	592,71	-509,07	215,531	-369,56	-70,38	215,53	321,5156	52,250	44,80	98,53
34	8,5	648,24	-593,75	228,792	-380,76	-97,47	228,79	356,25	53,833	44,80	118,42
35	8,75	707,14	-687,34	242,448	-391,96	-129,71	242,45	392,7656	55,417	44,80	139,70



Dimensionamento micropali

1° ipotesi: cortina di micropali su un'unica fila

numero pali in un metro	1		
M massimo	77,39 kNm	773900 kg cm	
M in ogni palo	773900 kg cm		
sigma ammissibile	2600 kg/cm ²		
W	297,65 cm ³	311,5 resistenza tabellata per una HEB da 160	
corrispondente ad un palo:			
diametro	168,3 mm		
spessore	12,5 mm		

2° ipotesi: due file

interasse tra le file	0,4 m
N sforzo normale	193,48 kN
	19347,50 kg
sigma ammissibile	2600 kg/cm ²
Area minima sez palo	7,444 cm ²

per cui sarebbe sufficiente un palo:

diametro	60,3 mm
spessore	5 mm
ma si sceglie	
diametro	114,3 mm
spessore	8 mm
Area sezione del palo	26,72 cm ²
tensione nel palo scelto	724,188679 kg/cm ²

< 2600 kg/cm² **verificata**

Verifica della portanza dei micropali

malta terreno

numero di pali in un metro	1		
diametro di perforazione	24 cm	Pa=N/mq	
coefficiente di sicurezza	0,85		
tensione di aderenza	0,1 MPa	100 kN/mq	per sabbia grossa e ghiaia
Tmax in un palo	193,48 kN		
Lunghezza di ancoraggio	3,02 m		
oltre a	3,50 m		
lunghezza totale del palo	6,52 m	ok	

acciaio malta

tensione di aderenza	0,6 MPa	600 kN/mq
perimetro del palo	0,35908404 mq	se verificata per un palo da 11 cm a maggior ragione lo è per una HE
Tmax risultante	552,85 kN	ok, maggiore di quella massima

Dimensionamento pali tiranti

T in testa	56 kN	=	5600 kg
interasse	5 m		
sigma ammissibile	2600 kg/cm ²		
inclinazione dei tiranti:			
pi greco	3,14159265		
gradi in un radiante	180		
gradi inclinazione	45		
frazione dei radianti	4		
coseno	0,70710678		

per inclinazione di	45	30	60
interasse	5	5	5
lunghezza tirante	15	12,5	21,2
diametro barra	26,5	26,5	26,5
	18	12,72792	

T massima	39597,98 kg	395,98 kN	<	523 kN
Area minima sez palo	15,230 cm ²			verificata
per cui è sufficiente un palo:				
diametro	127 mm			
spessore	10 mm			
Area sezione del palo	36,76 cm ²			
oppure un barra dywidag	950/1050	N/mm ²	950	760
spessore	26,5 mm		523 kN da tabelle DSI	1050
t amm	735 N/mm ²			735
Area sezione	551,55 mm ²			
Tmax	405,39 kN	verificata		

snervamento rottura
0,8 0,7 coeff. Di sicurezza

Verifica allo sfilamento dei tiranti**malta terreno**

diametro di perforazione	15 cm		
coefficiente di sicurezza	0,85		
tensione di aderenza	0,2 MPa	200 kN/mq	per sabbia grossa e gr Pa=N/mq
Tmax	395,98 kN		
incremento ancoraggio	4,40 m		
Lunghezza di ancoraggio	4,94 m		
oltre a	4,95 m		
lunghezza totale del tirante	14,29 m		
lunghezza in un metro	2,85853212		

acciaio malta

tensione di aderenza	0,6 MPa	600 kN/mq	
diametro barra	26,5 mm		
Tmax risultante	396,69 kN	maggiore di quella massima	