

COMMITTENTE:



ALTA SORVEGLIANZA:



GENERAL CONTRACTOR:



**INFRASTRUTTURE FERROVIARIE STRATEGICHE DEFINITE DALLA  
LEGGE OBIETTIVO N. 443/01  
LINEA A.V. /A.C. TORINO – VENEZIA Tratta MILANO – VERONA  
Lotto Funzionale Brescia-Verona  
PROGETTO DEFINITIVO**

**LINEA A.C. - VIADOTTO GARZA - VI08  
RELAZIONE TECNICA E STATICA**



IL PROGETTISTA INTEGRATORE

**saipem spa**

Tommaso Taranta

Dottore in Ingegneria Civile Iscritto all'albo degli Ingegneri della Provincia di Milano al n. A23408 - Sez. A Settori:

a) civile e ambientale b) industriale c) dell'informazione  
Tel. 02.52020557 - Fax 02.52020509  
C.F. e P.IVA 00825790157

ALTA SORVEGLIANZA



Verificato	Data	Approvato	Data

COMMESSA    LOTTO    FASE    ENTE    TIPO DOC.    OPERA/DISCIPLINA    PROGR.    REV.

I	N	0	5	0	0	D	E	2	C	L	V	I	0	8	0	0	0	0	1	0
---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---

PROGETTAZIONE GENERAL CONTRACTOR									Autorizzato/Data
Rev.	Data	Descrizione	Redatto	Data	Verificato	Data	Approvato	Data	Consorzio <b>Cepav due</b> Project Director (Ing. F. Lombardi) Data: _____
0	31.03.14	Emissione per CdS	SANGALLI	31.03.14	BEREZZA	31.03.14	LAZZARI	31.03.14	

SAIPEM S.p.a. COMM. 032121

Data: 31.03.14

Doc. N.: 12000\_05.doc



Progetto cofinanziato  
dalla Unione Europea

CUP: F81H9100000008

**INDICE**

1. GENERALITÀ.....	3
2. DATI DI CALCOLO PILE E PLINTI DEL VIADOTTO GARZA.....	5
3. VIADOTTO GARZA – SOLLECITAZIONI MASSIME SUI PALI IN ESERCIZIO ED IN SISMA – SCHEMA DI RIPARTIZIONE A PLINTO RIGIDO.....	8
4. VIADOTTO GARZA – DETERMINAZIONE DELLA LUNGHEZZA PALI.....	10
5. VIADOTTO GARZA – SOLLECITAZIONI MASSIME AGENTI SUI PALI DI FONDAZIONE – VERIFICHE DI RESISTENZA DEI PALI .....	13
6. SPALLE A E B – CALCOLO LUNGHEZZA PALI DI FONDAZIONE .....	16
7. OPERE PROVVISORIALI .....	17
8. PARATIE A PROTEZIONE DELLE PILE 1 E 2 .....	18
8.1 Caratterizzazione stratigrafica .....	18
8.2 Dimensionamento dell'opera di sostegno .....	20
8.3 Stabilità del sito in condizioni sismiche .....	25



## 1. GENERALITÀ

Nel presente documento si descrive il Viadotto Garza, presente fra la progressiva 90+352,270 e la progressiva 90+475,070 nella nascita linea Alta Capacità Torino-Venezia (sulla tratta Milano Verona).

Il viadotto in oggetto comprende 4 campate isostatiche, di cui:

- 1 campata di luce 50 m realizzata da impalcato misto in acciaio calcestruzzo (campata 1-2), campata di scavalco del torrente Garza ;
- 3 campate di luce 25 m realizzate da impalcato in c.a.p. a 4 cassoncini (campate A-1 e 2-3 e 3-B).

Le pile del Viadotto Garza sono pile lamellari:

- 2.80 x 8.40 m le pile 1 e 2, di transizione fra l'impalcato in c.a.p. da 25 m e l'impalcato misto da 50 m,
- 2.20 x 8.40 m la pila 3 a sostegno delle due campate da 25 m (a 4 cassoncini).

I plinti delle pile 1 e 2 (c.a.p. 25 m – misto 50 m) sono fondazioni 9.2 x 12.80 h=2.50 su 12 pali  $\phi$ 1200 ruotate di 43° in senso antiorario per essere parallele al corso del torrente. Tra i plinti di fondazione ruotati ed il rilevato di sponda del torrente si prevede la realizzazione di un diaframma parallelo ai plinti con una funzione provvisoria in fase di scavo delle fondazioni ed una funzione definitiva relativa alla protezione delle fondazioni stesse. L'alveo del torrente, in corrispondenza al viadotto, sarà oggetto di sistemazione idraulica. La piena di progetto del torrente Garza, avente tempo di ritorno di 500 anni raggiunge in corrispondenza del viadotto la quota di 114,02 m s.l.m.m. con un franco di 1,03 m rispetto all'intradosso della campata metallica di 50 m.

Il plinto della pila 3 è una fondazione 9.20 x 9.20 h=2.30 su 8 pali  $\phi$ 1200.

La strada comunale via Volta realizzata da ACP incrocia il viadotto in corrispondenza dell'ultima campata lato Verona; al fine di garantire il franco minimo dall'estradosso impalcato la strada dovrà essere risezionata altimetricamente e realizzata in trincea. Per il progetto stradale si rimanda agli elaborati:

IN0500DE2ROVI0809001 – Strada Comunale Via Volta - Realzione tecnica descrittiva;

Le spalle A e B del Viadotto Garza sono entrambe su fondazione a 14 pali  $\phi$ 1200 di dimensione 11.15 x 13.60 m H = 2 m e hanno altezza (distanza P.F. – estradosso fondazione) pari a 7.17 e 7.82 m (spalla A, B). Per tutti i dettagli relativi alle spalle si rimanda al paragrafo 6.



L'opera in oggetto è posta in un tratto rettilineo, in zona sismica di terza categoria ( $S = 6$ ) ; nella presente specifica si riportano le sollecitazioni massime in testa ai pali per la condizione d'esercizio e per la condizione sismica.

Per ogni singolo plinto si riporta nella tabella seguente:

- il numero della pila,
- la progressiva della pila,
- l'altezza della pila (altezza estradosso plinto-piano ferro, si veda la nota sottostante),
- l'altezza del solo fusto pila,
- la lunghezza della campata sinistra,
- la lunghezza della campata destra,
- il ricoprimento in terra del plinto,
- il tipo di plinto presente.

NOTA: nella seguente tabella l'altezza della generica pila viene arrotondata con scansione ogni 5 cm. Le altezze pila leggibili nei profili del viadotto in esame (elaborati grafici) possono differire da quelle nel seguito riportate per (massimo) 3 cm. Ovviamente detto scarto non è rilevante ai fini del dimensionamento delle strutture.

N° pila	progressiva	H pila (m)	H fusto (m)	L <sub>sinistra</sub> (m)	L <sub>destra</sub> (m)	h terra (m)	rotazione plinto	Tipo plinto (n. pali)
SPA	90352.27	7.18				0.50	0	14Φ1200
1	90376.17	7.90	1.60	25	50	1.00	43°	12Φ1200
2	90426.17	8.20	1.90	50	25	1.00		
3	90451.17	9.35	4.25	25	25	2.00	0	8Φ1200
SPB	90475.07	7.82				0.50	0	14Φ1200



## 2. DATI DI CALCOLO PILE E PLINTI DEL VIADOTTO GARZA

A pagina seguente vengono riportate alcune tabelle che elencano i dati utilizzati per il calcolo delle azioni sulle palificate dei plinti considerati; si intende:

- input: valore di input
- numero: valore costante
- calcolo: valore calcolato in automatico

I valori di input variabili da pila a pila sono quelli riportati nelle pagine precedenti.

I dati contenuti nelle tabelle seguenti sono immessi nel codice di calcolo “Pile”, codice sviluppato dagli scriventi e già massicciamente utilizzato nel corso del progetto delle opere d’arte della tratta Milano Bologna (linea A.C. Milano Napoli). In particolare il programma “Pile”, partendo dalla caratterizzazione geometrica del viadotto deduce le condizioni di carico più gravose ai fini del dimensionamento delle palificate, dei plinti di fondazione e delle pile stesse (sia in esercizio che in condizioni di sisma).

Il codice applica il metodo semplificato per la valutazione degli effetti di interazione treno-binario-struttura, conformemente a quanto previsto nell’Allegato B del documento n. I/SC/PS-OM/2298 “Sovraccarichi per il calcolo dei ponti ferroviari - Istruzioni per la progettazione, l’esecuzione ed il collaudo”.

I dati di cui alle tabelle seguenti possono essere verificati all’interno dei documenti di calcolo seguenti:

21933_00	AC - pila lamellare 2.20 x 8.40 m su 4 cassoncini 25 m - i=4.5 relaz statica
21932_00	AC - pila lamellare 2.80 x 8.40 m - 25m 4 cassoni - 50m misto - i=4.5 m relazione statica

Si fa notare come nel calcolo delle massime azioni in testa pali si siano fatte le seguenti assunzioni prudenziali:

- si assume il 40% dell’azione termica della spalla per tutte le pile ;
- si assume un raggio di curvatura del tracciato pari a 5500 m ;
- per le pile che sorreggono luci disuguali si assume sempre la luce maggiore come campata di appoggio fisso .

Per il calcolo delle azioni sulle palificate delle spalle si rimanda al successivo paragrafo 6.



### VIADOTTO GARZA – PILA TIPOLOGICA LAMELLARE 4 CASSONCINI 25 m (8 pali $\phi$ 1200)

1	QUOTA PIANO FERRO (distanza P.F. da estr. plinto)	Input	[m]
2	ALTEZZA DEL FUSTO PILA	Input	[m]
3	LARGHEZZA TRASVERSALE DEL FUSTO PILA	2.2	[m]
4	LARGHEZZA DEL PULVINO	4	[m]
5	IMPALCATO DI SINISTRA: ALTEZZA (da intr. a piano ferro)	3.3	[m]
6	IMPALCATO DI DESTRA: ALTEZZA (da intr. a piano ferro)	3.3	[m]
7	INTERASSE PILA/PILA DI SINISTRA (appoggio mobile)	25	[m]
8	INTERASSE PILA/PILA DI DESTRA (appoggio fisso)	25	[m]
9	INERZIA LONGITUDINALE DELLA PILA	7.198	[m <sup>4</sup> ]
10	AREA TRASVERSALE DELLA PILA	18.192	[m <sup>2</sup> ]
11	IMPALCATO DI SINISTRA: CARICHI PERMANENTI	437	[kN/m]
12	IMPALCATO DI DESTRA: CARICHI PERMANENTI	437	[kN/m]
13	PESO DEL PULVINO	1570.4	[kN]
14	ALTEZZA DEL PLINTO DI FONDAZIONE	2.3	[m]
15	LUNGHEZZA DEL PLINTO DI FONDAZIONE (secondo impalcato)	9.2	[m]
16	LARGHEZZA DEL PLINTO DI FONDAZIONE (perpen. impalcato)	9.2	[m]
17	NUMERO DI PALI	8	
18	PALIFICATA: MODULO DI RESISTENZA LONGITUDINALE	21.6	[m]
19	PALIFICATA: MODULO DI RESISTENZA TRASVERSALE	21.6	[m]
20	RIGIDEZZA DEL SISTEMA PILA/FONDAZIONE PER UN BINARIO	Calcolo	[kN/m/m]
21	ROTAZIONE ESTREMITA' IMPALCATO TRENO LM71 (2 binari)	0.0005	[rad.]
22	ROTAZIONE ESTREMITA' IMPALCATO treno SW/2 (2 binari)	0.0006	[rad.]
23	DISTANZA ESTRADOSSO IMPALCATO DA CENTRO APPOGGI	2.6	[m]
24	DISTANZA ESTRADOSSO IMPALCATO DA BARICENTRO IMPALCATO	0.88	[m]
25	RIGIDEZZA LONGITUDINALE (ATTRITO) LATO APPOGGIO FISSO	60	[kN/m]
26	RIGIDEZZA LONGITUDINALE (ATTRITO) LATO APPOGGIO MOBILE	60	[kN/m]
27	NUMERO DI CAMPATE	4	
28	ECCENTRICITA' BINARIO	2.25	[m]
29	Rck PLINTO DI FONDAZIONE	30	[N/mm <sup>2</sup> ]
30	RAGGIO DI CURVATURA PLANIMETRICO DEL VIADOTTO	5500	[m]
31	CAMPATA SINISTRA: DISTANZA ASSE APPOGGI DA ASSE PILA	1.1	[m]
32	CAMPATA DESTRA: DISTANZA ASSE APPOGGI DA ASSE PILA	1.1	[m]
33	COEFFICIENTE DI SISMICITA' (6o9o12)	6	
34	INERZIA TRASVERSALE DELLA PILA	104.699	[m <sup>4</sup> ]
35	VELOCITA' TRENO LM71	300	[km/h]
36	VELOCITA' TRENO SW/2	100	[km/h]
37	ALTEZZA DEL RICOPRIMENTO IN TERRA DEL PLINTO	Input	[m]
38	PESO SPECIFICO DEL RICOPRIMENTO IN TERRA	19	[kN/m <sup>3</sup> ]
39	IMPALCATO SINISTRA: BARICENTRO MASSE PERM. (da intrad.)	2.22	[m]
40	IMPALCATO DESTRA: BARICENTRO MASSE PERM. (da intrad.)	2.22	[m]
41	MODULO ELASTICO DELLA PILA	3372.166	[kN/cm <sup>2</sup> ]
42	COEFFICIENTE DI FONDAZIONE EPSILON	1	
43	MOMENTO ULTIMO LONGITUDINALE PILA	38401	[KNm]
44	MOMENTO ULTIMO TRASVERSALE PILA	149704	[kNm]
45	AREA PROFILO ESTERNO DELLA PILA	18.192	[m <sup>2</sup> ]
46	AVVIAMENTO TRENO LM71	412.5	[kN]
47	FRENATURA TRENO LM71	500	[kN]
48	AVVIAMENTO TRENO SW/2	412.5	[kN]
49	FRENATURA TRENO SW/2	700	[kN]
50	INFLESSIONE TRENO LM71 (somma effetti di 2 binari)	Calcolo	[kN]
51	INFLESSIONE TRENO SW/2 (somma effetti di 2 binari)	Calcolo	[kN]
52	AZIONE TERMICA SULLA SPALLA	440	[kN]
53	COEFFICIENTE D'ATTRITO APPOGGI	0.06	
54	DISTANZA BARICENTRO PULVINO DA PIANO FERRO	4.08	[m]

GENERAL CONTRACTOR

Cepav due



ALTA SORVEGLIANZA



Doc. N. 12000\_05

Progetto  
IN05Lotto  
00Codifica Documento  
DE2CLVI0800001Rev.  
0Foglio  
7 di 26

### VIADOTTO GARZA – PILA LAMELLARE 4 CASSONCINI 25 m – MISTO 50 m (12 pali $\phi$ 1200)

1	QUOTA PIANO FERRO (distanza P.F. da estr. plinto)	Input	[m]
2	ALTEZZA DEL FUSTO PILA	Input	[m]
3	LARGHEZZA TRASVERSALE DEL FUSTO PILA	2.8	[m]
4	LARGHEZZA DEL PULVINO	5	[m]
5	IMPALCATO DI SINISTRA: ALTEZZA (da intr. a piano ferro)	3.3	[m]
6	IMPALCATO DI DESTRA: ALTEZZA (da intr. a piano ferro)	4.45	[m]
7	INTERASSE PILA/PILA DI SINISTRA (appoggio mobile)	25	[m]
8	INTERASSE PILA/PILA DI DESTRA (appoggio fisso)	50	[m]
9	INERZIA LONGITUDINALE DELLA PILA	14.944	[m <sup>4</sup> ]
10	AREA TRASVERSALE DELLA PILA	23.232	[m <sup>2</sup> ]
11	IMPALCATO DI SINISTRA: CARICHI PERMANENTI	437	[kN/m]
12	IMPALCATO DI DESTRA: CARICHI PERMANENTI	385	[kN/m]
13	PESO DEL PULVINO	2864.4	[kN]
14	ALTEZZA DEL PLINTO DI FONDAZIONE	2.5	[m]
15	LUNGHEZZA DEL PLINTO DI FONDAZIONE (secondo impalcato)	9.2	[m]
16	LARGHEZZA DEL PLINTO DI FONDAZIONE (perpen. impalcato)	12.8	[m]
17	NUMERO DI PALI	12	
18	PALIFICATA: MODULO DI RESISTENZA LONGITUDINALE	28.8	[m]
19	PALIFICATA: MODULO DI RESISTENZA TRASVERSALE	36	[m]
20	RIGIDEZZA DEL SISTEMA PILA/FONDAZIONE PER UN BINARIO	Calcolo	[kN/m/m]
21	ROTAZIONE ESTREMITA' IMPALCATO TRENO LM71 (2 binari)	0.00164	[rad.]
22	ROTAZIONE ESTREMITA' IMPALCATO treno SW/2 (2 binari)	0.00182	[rad.]
23	DISTANZA ESTRADOSSO IMPALCATO DA CENTRO APPOGGI	3.7	[m]
24	DISTANZA ESTRADOSSO IMPALCATO DA BARICENTRO IMPALCATO	1.22	[m]
25	RIGIDEZZA LONGITUDINALE (ATTRITO) LATO APPOGGIO FISSO	60	[kN/m]
26	RIGIDEZZA LONGITUDINALE (ATTRITO) LATO APPOGGIO MOBILE	60	[kN/m]
27	NUMERO DI CAMPATE	4	
28	ECCENTRICITA' BINARIO	2.25	[m]
29	Rck PLINTO DI FONDAZIONE	30	[N/mm <sup>2</sup> ]
30	RAGGIO DI CURVATURA PLANIMETRICO DEL VIADOTTO	5500	[m]
31	CAMPATA SINISTRA: DISTANZA ASSE APPOGGI DA ASSE PILA	1.1	[m]
32	CAMPATA DESTRA: DISTANZA ASSE APPOGGI DA ASSE PILA	1.4	[m]
33	COEFFICIENTE DI SISMICITA' (6o9o12)	6	
34	INERZIA TRASVERSALE DELLA PILA	134.334	[m <sup>4</sup> ]
35	VELOCITA' TRENO LM71	300	[km/h]
36	VELOCITA' TRENO SW/2	100	[km/h]
37	ALTEZZA DEL RICOPRIMENTO IN TERRA DEL PLINTO	Input	[m]
38	PESO SPECIFICO DEL RICOPRIMENTO IN TERRA	19	[kN/m <sup>3</sup> ]
39	IMPALCATO SINISTRA: BARICENTRO MASSE PERM. (da intrad.)	2.22	[m]
40	IMPALCATO DESTRA: BARICENTRO MASSE PERM. (da intrad.)	3.4	[m]
41	MODULO ELASTICO DELLA PILA	3372.166	[kN/cm <sup>2</sup> ]
42	COEFFICIENTE DI FONDAZIONE EPSILON	1	
43	MOMENTO ULTIMO LONGITUDINALE PILA	63507.61	[KNm]
44	MOMENTO ULTIMO TRASVERSALE PILA	192761	[kNm]
45	AREA PROFILO ESTERNO DELLA PILA	23.232	[m <sup>2</sup> ]
46	AVVIAMENTO TRENO LM71	566.6667	[kN]
47	FRENATURA TRENO LM71	1000	[kN]
48	AVVIAMENTO TRENO SW/2	566.6667	[kN]
49	FRENATURA TRENO SW/2	1204	[kN]
50	INFLESSIONE TRENO LM71 (somma effetti di 2 binari)	Calcolo	[kN]
51	INFLESSIONE TRENO SW/2 (somma effetti di 2 binari)	Calcolo	[kN]
52	AZIONE TERMICA SULLA SPALLA	880.0001	[kN]
53	COEFFICIENTE D'ATTRITO APPOGGI	0.06	
54	DISTANZA BARICENTRO PULVINO DA PIANO FERRO	5.02	[m]

### 3. VIADOTTO GARZA – SOLLECITAZIONI MASSIME SUI PALI IN ESERCIZIO ED IN SISMA – SCHEMA DI RIPARTIZIONE A PLINTO RIGIDO

Nelle tabelle di cui alle pagine seguenti si riportano i massimi carichi agenti sui pali di fondazione in condizioni di esercizio e di sisma di terza categoria ( $s = 6$ ). In particolare gli stessi vengono determinati dal codice di calcolo “Pile” attraverso l’ipotesi di plinto infinitamente rigido:

$$Q_{\text{palo}} = N_v/n^{\circ}\text{pali} + M_l/W_{l,\text{palo}} + M_t/W_{t,\text{palo}}$$

Con:

$N_v$  = carico assiale agente sulla palificata

$M_l$  = momento flettente longitudinale agente sulla palificata

$M_t$  = momento flettente trasversale agente sulla palificata

$W_{l,\text{palo}}$  = momento resistente longitudinale della palificata

$W_{t,\text{palo}}$  = momento resistente trasversale della palificata

Per i plinti delle pile n. 1,2 le sollecitazioni ottenute dal codice di calcolo “Pile” vengono preliminarmente riferite agli assi principali della palificata attraverso le formule seguenti (con  $\alpha$  angolo di rotazione fra gli assi viadotto  $l, t$  e gli assi palificata  $l', t'$ )

$$M_{l'} = M_l * \cos\alpha - M_t * \sin\alpha$$

$$M_{t'} = M_l * \sin\alpha + M_t * \cos\alpha$$

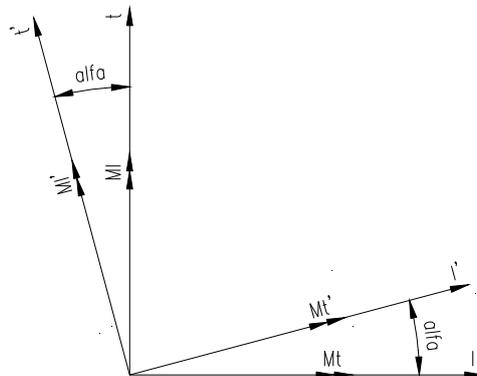
Nella formula precedente:

Il momento  $M_l$  ruota attorno all’asse  $t$

Il momento  $M_t$  ruota attorno all’asse  $l$

Il momento  $M_{l'}$  ruota attorno all’asse  $t'$

Il momento  $M_{t'}$  ruota attorno all’asse  $l'$



Si ricorre quindi alla formula di ripartizione di cui sopra, riferita agli assi  $l'$  e  $t'$ :

$$Q_{\text{palo}} = N_v/n^{\circ}\text{pali} + M_{l'}/W_{l',\text{palo}} + M_{t'}/W_{t',\text{palo}}$$

La tabella di cui alla pagina seguente riporta:

- nella prima colonna il numero della pila,
- nella seconda colonna l’altezza della pila
- nella terza colonna l’altezza del ricoprimento in terra del plinto,
- nella quarta colonna il tipo di plinto presente al disotto della pila



- nella quinta colonna il carico massimo agente in testa ai pali in condizioni di esercizio (kN)
- nella sesta colonna il carico minimo agente in testa ai pali in condizioni di esercizio (kN)
- nella settima colonna il taglio massimo agente **sulla palificata** in condizioni di esercizio (kN)
- nella ottava colonna il carico massimo agente in testa ai pali in condizioni di sisma (s = 6 - kN)
- nella nona colonna il carico minimo agente in testa ai pali in condizioni di sisma (s = 6 - kN)
- nella decima colonna il taglio massimo agente **sulla palificata** in condizioni di sisma (s = 6 - kN)

(Nelle tabelle seguenti **gli sforzi assiali negativi sono di compressione** sul palo)

Pila N°	H <sub>pila</sub> (m)	Q <sub>terra</sub> (m)	N <sub>pali</sub>	Esercizio			Sisma s = 6		
				Q <sub>maxp</sub>	Q <sub>minp</sub>	T <sub>max</sub>	Q <sub>maxp</sub>	Q <sub>minp</sub>	T <sub>max</sub>
1	7.90	1.00	12	-4560	-855	4026	-4464	-861	2912
2	8.20	1.00	12	-4618	-826	4006	-4494	-860	2930
3	9.35	2.00	8	-4475	-1941	1826	-4375	-1681	1889

#### 4. VIADOTTO GARZA – DETERMINAZIONE DELLA LUNGHEZZA PALI

In aderenza a quanto suggerito nel paragrafo 6.3.2 del documento IN0500DE2RBRG0005003 (“Analisi tipologica delle palificate di fondazione non soggette a scalzamento”) si considera, nella determinazione della lunghezza dei pali, l’incremento di carico assiale derivante dall’*effetto gruppo* (rispetto alla massima azione ottenuta dall’analisi a plinto rigido - si veda il precedente paragrafo).

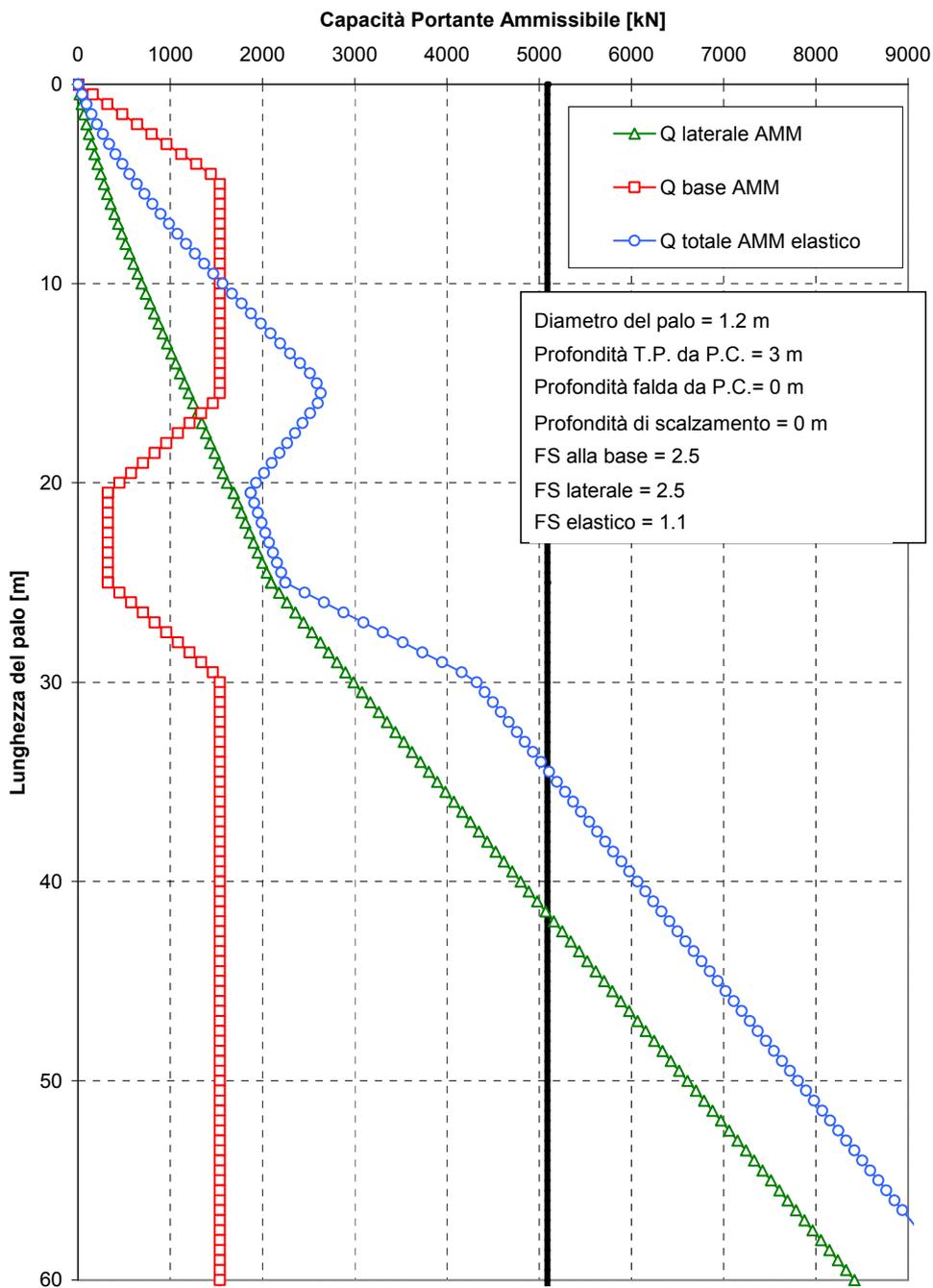
Nella tabella seguente si riporta:

- nella prima colonna il numero della pila
- nella seconda colonna il massimo carico assiale derivante dalla ripartizione a plinto rigido (involuppo delle condizioni di sisma ed esercizio di cui alla tabella riportata nel paragrafo 3)
- nella terza colonna il valore di incremento  $\Delta N_{group}$  come suggerito dalla tabella 21 contenuta nel paragrafo 6.3.2 del documento IN0500DE2RBRG0005003
- nella quarta colonna il valore del massimo carico assiale sul palo più sollecitato, già comprensivo dell’incremento  $\Delta N_{group}$
- nella quinta colonna la lunghezza dei pali di fondazione, determinata sulla base delle curve di capacità portante di cui al documento IN0500DE2RBVI080X001 (“Viadotto Garza – Relazione Geotecnica”), diagrammi riportati per comodità nel seguito.

Nelle tabelle che seguono le sollecitazioni assiali agenti in testa ai pali di fondazione (di compressione) vengono riportate con segno positivo per uniformarsi alla convenzione in uso nel documento IN0500DE2RBRG0005003.

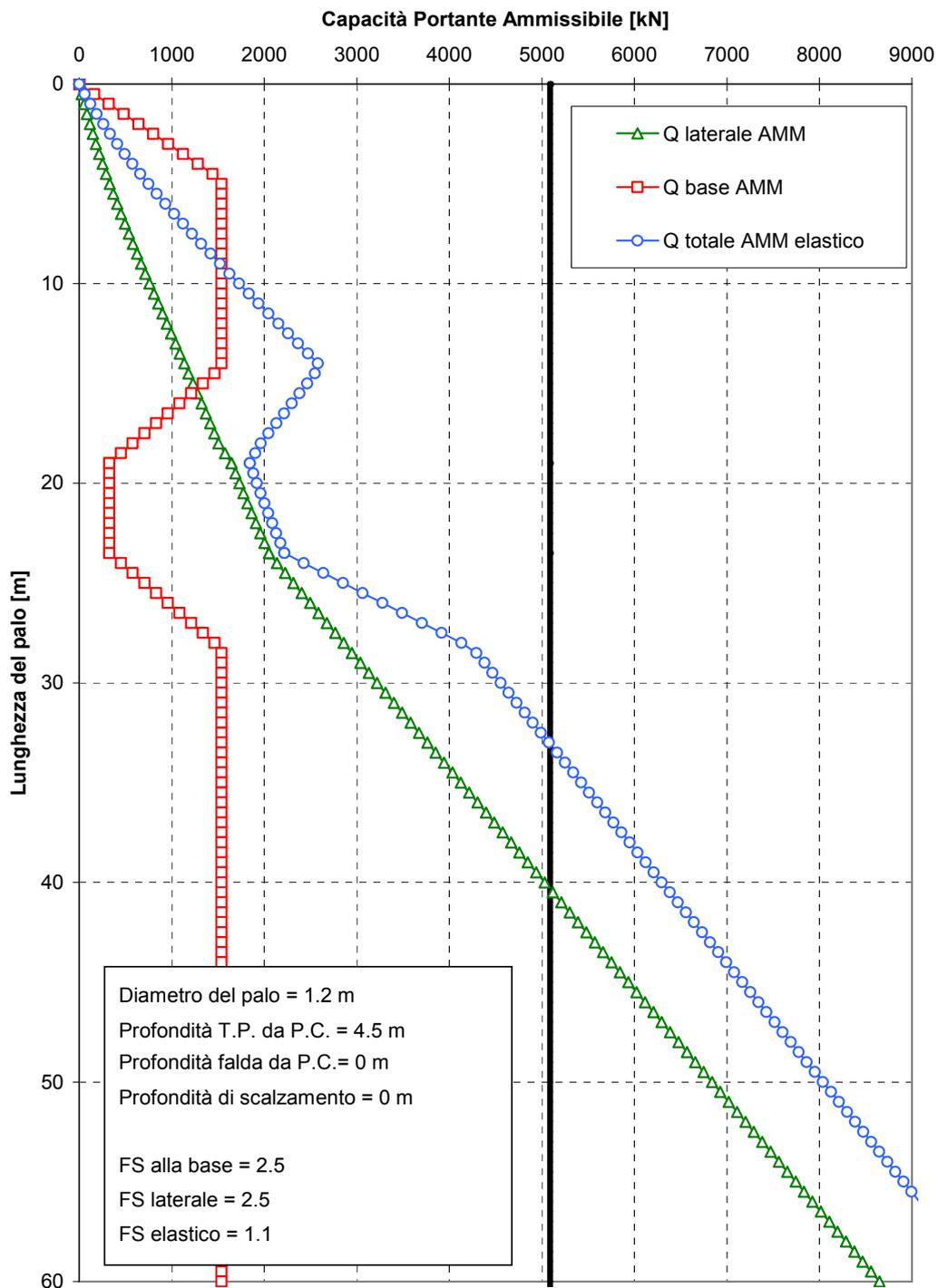
<b>Pila</b>	<b><math>N_{max,plinto}</math> rigido</b>	<b><math>\Delta N_{group}</math></b>	<b><math>N_{max}</math></b>	<b><math>L_{palo}</math></b>	<b><math>\phi_{palo}</math></b>
<b>N°</b>	<b>(kN)</b>	<b>(kN)</b>	<b>(kN)</b>	<b>(m)</b>	<b>(mm)</b>
1	4560	200	4760	<b>33.00</b>	<b>1200</b>
2	4618	200	4818	<b>33.00</b>	
3	4475	200	4675	<b>31.50</b>	

**CEPAV DUE - VI Garza**



Curva di capacità portante valevole per le pile P1, P2 e per le spalle

**VI08 - Viadotto Garza**



Curva di capacità portante valevole per la pila P3



## 5. VIADOTTO GARZA – SOLLECITAZIONI MASSIME AGENTI SUI PALI DI FONDAZIONE – VERIFICHE DI RESISTENZA DEI PALI

Nel seguito si determinano le sollecitazioni da utilizzarsi nelle verifiche di resistenza secondo quanto suggerito nel paragrafo 7 del documento IN0500DE2RBRG0005003 (“Analisi tipologica delle palificate di fondazione non soggette a scalzamento”).

In particolare si determinano le sollecitazioni seguenti:

### Palo maggiormente sollecitato

Per quanto riguarda il palo maggiormente sollecitato della palificata si farà riferimento alle seguenti espressioni:

$$N_{MAX} = N_{el,MAX} + \Delta N_{GROUP}$$

$$T_{MAX} = g \cdot T_{medio} = g \cdot \frac{T}{n}$$

$$M_{MAX} = k \cdot T_{MAX}$$

dove:

$N_{MAX}$ =	massima azione assiale agente sul palo maggiormente sollecitato;
$T_{MAX}$ =	massima azione tagliante agente sul palo maggiormente sollecitato;
$M_{MAX}$ =	massima azione flettente agente sul palo maggiormente sollecitato;
$N_{el,MAX}$ =	massima azione assiale agente sul palo maggiormente sollecitato ricavata mediante ripartizione a plinto rigido;
$\Delta N_{GROUP}$ =	incremento di carico dovuto all'effetto gruppo (si veda par. 6.3.2 doc. IN0500DE2RBRG0005003);
$n$ =	numero di pali della palificata;
$g$ =	coefficiente di ripartizione dei tagli in gruppo (si veda par. 6.2 doc. IN0500DE2RBRG0005003);
$k$ =	coefficiente che correla il valore del taglio massimo con il valore del momento massimo in testa al palo (si veda par. 5 doc. IN0500DE2RBRG0005003);
$T$ =	azione tagliante agente in testa alla palificata;

### Palo meno sollecitato

Per quanto riguarda il palo meno sollecitato della palificata si farà riferimento alle seguenti espressioni:

$$N_{min} = N_{el,min} - \Delta N_{GROUP}$$

$$T_{min} = T_{medio} = \frac{T}{n}$$

$$M_{min} = k \cdot T_{min}$$

dove:

$N_{min}$ =	azione assiale agente sul palo meno sollecitato;
$T_{min}$ =	massima azione tagliante agente sul palo meno sollecitato;
$M_{min}$ =	massima azione flettente agente sul palo meno sollecitato;
$N_{el,min}$ =	minima azione assiale agente sul palo ricavata mediante ripartizione a plinto rigido;

Nelle tabelle seguenti si riporta:

- nella prima colonna il numero della pila
- nella seconda colonna il tipo di plinto presente
- nella terza colonna il valore di incremento  $\Delta N_{group}$
- nella quarta colonna il valore del coefficiente  $g$
- nella quinta colonna il valore del coefficiente  $k$
- nella sesta colonna il valore  $N_{max}$  = massima azione assiale agente sul palo maggiormente sollecitato
- nella settima colonna il val.  $T_{max}$  = massima azione tagliante agente sul palo maggiormente sollecitato
- nella ottava colonna il val.  $M_{max}$  = massima azione flettente agente sul palo maggiormente sollecitato
- nella nona colonna il valore  $N_{min}$  = azione assiale agente sul palo meno sollecitato
- nella decima colonna il val.  $T_{min}$  = massima azione tagliante agente sul palo meno sollecitato
- nella undicesima colonna il val.  $M_{min}$  = massima azione flettente agente sul palo meno sollecitato

Nel seguito si considera con atteggiamento del tutto prudentiale un'involuppo delle condizioni di esercizio e di sisma ; si assumono infatti nel calcolo delle sollecitazioni sul palo, i valori limite di  $N_{el,max}$  ,  $N_{el,min}$  e  $T$  registrabili in esercizio ed in sisma (si veda la tabella di cui al precedente paragrafo 3).

### Pali $\phi 1200$ (pile P1-P3)

Pila N°	Npali	$\Delta N_{group}$ (kN)	g	k	$N_{max}$ (kN)	$T_{max}$ (kN)	$M_{max}$ (kN.m)	$N_{min}$ (kN)	$T_{min}$ (kN)	$M_{min}$ (kN.m)
1	12	200	1.4	1.9	<b>4760</b>	470	<b>892</b>	655	336	637
2	12	200	1.4	1.9	4818	467	888	<b>626</b>	334	<b>634</b>
3	8	200	1.2	1.9	4675	283	538	1481	236	449

Si riportano nel seguito le verifiche di resistenza del palo.

Il palo di fondazione tipologico del Viadotto Garza presentano un'armatura pari a 14 barre  $\phi 25$  disposte su una circonferenza di 103.5 cm di diametro ( $A_s = 0.61\% A_c$ ) ; i tassi di lavoro messi in evidenza dalle verifiche nel seguito riportate (si considerano le coppie momento sforzo assiale che generano i tassi più gravosi nel calcestruzzo e nell'acciaio) sono inferiori ai limiti prescritti dalla normativa ferroviaria.

Il taglio massimo agente sui pali considerati è pari a  $T_{max} = 470$  kN ; lo stesso determina una tensione tangenziale sul palo pari a:  $\tau = 4/3 (T/A_{palo}) = 0.511$  MPa <  $\tau_{c0} = 0.60$  MPa (per un calcestruzzo  $R_{ck}$  30).

con:  $A_{paolo,omog} = 1.2271$  E+6 mm<sup>2</sup>

GENERAL CONTRACTOR

Cepav due



ALTA SORVEGLIANZA



Doc. N. 12000\_05

Progetto

IN05

Lotto

00

Codifica Documento

DE2CLVI0800001

Rev.

0

Foglio

15 di  
26

**SEZIONI CIRCOLARI E ANULARI - VERIFICA DELLA SEZIONE PARZIALIZZATA**

Diametro della sezione = 120.0 cm

14 tondi  $\phi 25$  mm su una circonferenza di diametro 103.5 cm

Coefficiente d'omogeneizzazione dell'armatura =15

Sono positive le trazioni

Condizione di carico 1

Momento = 892.0 (KN.m)

Sforzo normale = -4760.0 (KN)

Compressione massima nel calcestruzzo = **-8.55** (N/mm<sup>2</sup>)

Trazione massima nell'acciaio = 3.54 (N/mm<sup>2</sup>)

Distanza asse neutro da lembo compresso = 108.8 cm

Condizione di carico 2

Momento = 634.0 (KN.m)

Sforzo normale = -626.0 (KN)

Compressione massima nel calcestruzzo = -6.72 (N/mm<sup>2</sup>)

Trazione massima nell'acciaio = **174.64** (N/mm<sup>2</sup>)

Distanza asse neutro da lembo compresso = 40.9 cm



## 6. SPALLE A E B – CALCOLO LUNGHEZZA PALI DI FONDAZIONE

Il calcolo degli scarichi massimi agenti sui pali di fondazione delle spalle tipologiche di altezza H (distanza P.F. – estradosso impalcato) compresa tra 7.0 m e 9.0 m è effettuato all'interno del paragrafo 7.3 della Relazione di Calcolo (21940\_00 spalla tipologica di altezza 9.00 m > 7.18 m e 7.82 m con sisma S=6):

21940_00	Spalla impalcato 4 cassoncini l=4.5 m L=25.0 m H=9.00 m
----------	---

Nella relazione di cui sopra si tiene conto di un incremento  $\Delta N_{group}$  pari a **200 kN** per la palificata a 14 pali  $\phi 1200$ .

Si perviene ai valori di scarico seguenti (già affetti dal  $\Delta N_{group}$ ):

Altezze	ESERCIZIO		SISMA	
	$N_{max}$ [kN]	$N_{min}$ [kN]	$N_{max}$ [kN]	$N_{min}$ [kN]
H = 9.00 m	2831.4	1620.4	2941.7	1201.1
H = 8.50 m	2745.3	1562.4	2850.0	1165.9
H = 8.00 m	2656.4	1500.9	<b>2763.6</b>	1127.1
H = 7.50 m	2566.3	1437.5	<b>2686.0</b>	1086.0
H = 7.00 m	2484.8	1382.0	<b>2599.2</b>	1052.6

Poiché le due spalle del Viadotto Garza presentano un'altezza P.F. – estradosso plinto pari a 7.18 m (Spalla A) e 7.82 m (Spalla B), si ritiene opportuno considerare un'interpolazione lineare dei valori di massimo scarico dati dalle altezze 7.50 m e 7.00 m per la Spalla A e 8.00 m e 7.50 m per la Spalla B. Mediante la curva di capacità portante propria del tratto in oggetto per pali  $\phi 1200$  si determina una lunghezza palo pari a:

- 1) **26.0 m** (corrispondente ad un carico sul palo di **2630 kN**) per la Spalla A;
- 2) **26.5 m** (corrispondente ad un carico sul palo di **2736 kN**) per la Spalla B.

Nel Par. 12 del sopra citato documento vengono altresì riportate le verifiche statiche dei pali  $\phi 1200$  delle spalle.

## 7. OPERE PROVVISORIALI

Le opere provvisorie con funzione di sostegno degli scavi sono previste in corrispondenza delle pile di scavalco del fiume Garza (pile 1,2) e lungo l'interferenza con la Strada Comunale Via Volta (pila 3). Per la protezione arginale si prevedono invece due diaframmi lunghi 25m, il cui dimensionamento è riportato nel capitolo successivo.

Per l'individuazione delle palancole e degli eventuali tappi di fondo da adottare si fa riferimento agli elaborati tipologici sviluppati per differenti altezze di scavo (H=3,2 m, H=3,7 m, H=5 m e H=7 m) e per le diverse tipologie di terreno (1, 2 e 3); in particolare per le OO.PP del viadotto in esame si rimanda ai seguenti elaborati:

Tipologici per H=3,2 m:

Tip. opere provvisorie per scavi standard H=3.20 m – Relazione di calcolo	IN0500DE2CLRG000X004
Tip. opere provvisorie per scavi standard H=3.20m – Terreno tipo 1 e 2	IN0500DE2PXR000X008

Tipologici per H=3,7 m:

Tip. opere provvisorie per scavi standard H=3.70 m – Relazione di calcolo	IN0500DE2CLRG000X001
Tip. opere provvisorie per scavi standard H=3.70m – Terreno tipo 1 e 2	IN0500DE2PXR000X002

Di seguito si riassumono per ciascuna pila i dati relativi alle altezze di scavo, alla falda e alle eventuali opere provvisorie:

Pila/ spalla	Q p.c. [m s.l.m.]	Q falda [m s.l.m.]	H scavo [m]	Tipo terreno	spessore tappo di fondo/ magro [m]	OP
SpA	112,59	107,0	2,65	2	-	-
P1	112,53	112,5	3,65	2	4.0	tipologico H=3,7m
P2	112,38	112,4	3,65	2	4.0	tipologico H=3,7m
P3	112,28	107,0	4,45*	2	-	tipologico H=3,2m (solo su lato via VOLTA)
SpB	112,28	107,0	2,65	2	-	-

\* circa 2,5 m rispetto alla massima quota stradale di via Volta nella sua configurazione finale.



## 8. PARATIE A PROTEZIONE DELLE PILE 1 E 2

Di seguito viene riportato il dimensionamento dell'opera di sostegno a presidio degli scavi dei plinti delle fondazioni delle pile viadotto Garza situate in prossimità dell'alveo del torrente Garza. Per le opere di sostegno sono previsti diaframmi di spessore 0.80 m e lunghezza 12.0 m. In fase definitiva i diaframmi costituiranno un presidio delle palificate contro eventuali fenomeni di scalzamento del torrente Garza.

### 8.1 Caratterizzazione stratigrafica

Nella seguente tabella è riportata la stratigrafia di calcolo ed il livello di falda assunto in progetto. La successione stratigrafica ed i parametri geotecnici sono conformi a quelli assunti nella relazione geotecnica del viadotto Garza (vedasi Doc. IN0500DERBVI080X001).

**Tabella 2.a**

Profondità da (m da p.c.)	Profondità a (m da p.c.)	Descrizione	N <sub>SPT</sub> (colpi/30cm)
0.0	massima profondità di interesse progettuale	Prevalenza di sabbie e ghiaie più o meno limose	> 40
<b>Falda di progetto a p.c. locale</b>			

Nella seguente tabella sono riassunti i parametri geotecnici di progetto assunti.

**Tabella 2.b**

Parametri	
$\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	19.0
D <sub>r</sub> (%)	40÷55
$\phi_{operativo}$ (°)	36
N <sub>SPT</sub> (colpi/30cm)	40
v <sub>s</sub> (m/s) <sup>(1)</sup>	250÷500 <sup>(3)</sup>
G <sub>0</sub> (kPa) <sup>(2)</sup>	$275000 \cdot \left(\frac{p}{100}\right)^{0.6}$

**Simbologia:**

$\gamma$  = Peso di volume;

$D_r$  = Densità relativa;

$\phi_{\text{operativo}}$  = Angolo di attrito operativo;

NSPT = Risultato della prova penetrometrica dinamica SPT;

$v_S$  = Velocità delle onde S;

$G_0$  = Modulo di taglio a piccole deformazioni.

**Note:**

(1) = Velocità delle onde S determinata in base ai valori NSPT (in accordo a Ohta & Goto) e ai risultati delle prove Cross-Hole eseguite nella terna di sondaggi 1SS028-1SA028-1SB028.

$$(2) = p' = \frac{1+2 \cdot k}{3} \cdot \sigma_v'$$

$\sigma_v'$  = pressione verticale efficace corrente (kPa);

$k$  = coefficiente di spinta orizzontale corrente.

In prima approssimazione, i moduli elastici operativi da utilizzare nel calcolo delle opere con metodi lineari, che ricorrono alla teoria dell'elasticità, sono:

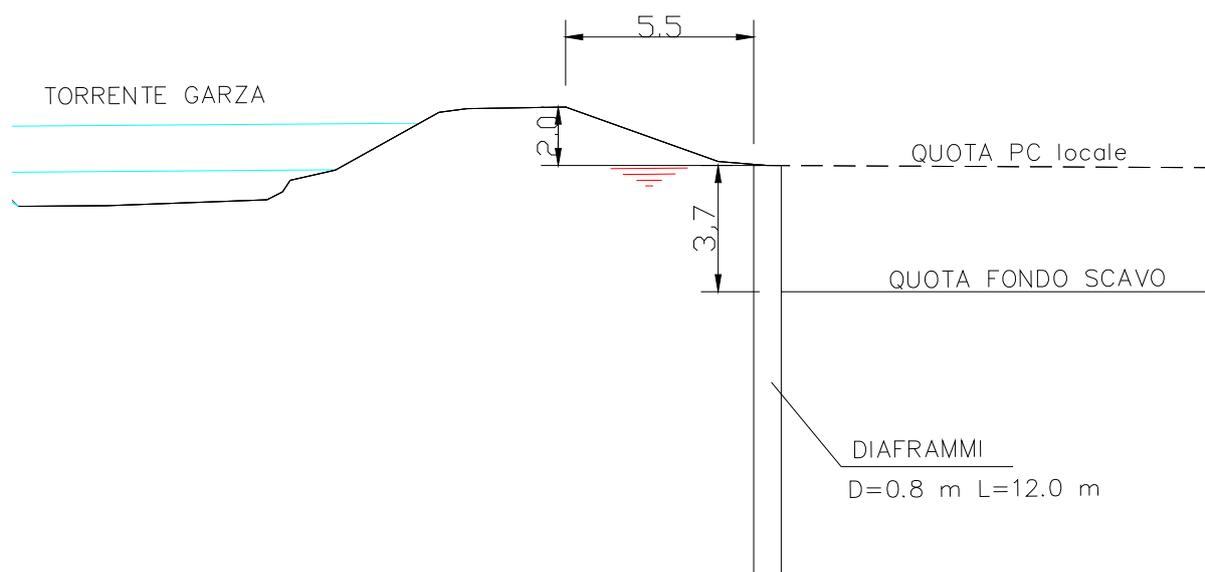
$G = 1/10 \cdot G_0$ , con  $G_0$  valutato assumendo  $k = k_0 \Rightarrow$  rilevati

$G = (1/5 \div 1/3) \cdot G_0$ , con  $G_0$  valutato assumendo  $k = k_0 \Rightarrow$  fondazioni dirette e opere di sostegno.

(3) = Valori crescenti con la profondità tra p.c. e 30m da p.c., quindi costanti al di sotto di tale profondità.

## 8.2 Dimensionamento dell'opera di sostegno

L'opera di sostegno a presidio degli scavi è costituita da diaframmi di spessore 0.80 m e lunghezza 12.0 m. La massima altezza di scavo è pari a 3.7 m. A tergo dell'opera è presente l'argine del torrente Garza. Nella figura seguente è mostrato uno schema dell'opera in oggetto.



**Figura 3.a**

### Metodo di calcolo delle paratie

Al fine di rappresentare il comportamento delle paratie durante le varie fasi di lavoro è opportuno l'impiego di un metodo di calcolo iterativo atto a simulare l'interazione in fase elasto-plastica terreno-paratia.

Allo scopo si impiega il programma di calcolo "PARATIE" della HarpaCeas s.r.l. di Milano.

Lo studio del comportamento di un elemento di paratia inserito nel terreno viene effettuato tenendo conto della deformabilità dell'elemento stesso, considerato in regime elastico, e soggetto alle azioni derivanti dalla spinta dei terreni, dalle eventuali differenze di pressione idrostatiche, dalle spinte dovute ai sovraccarichi esterni e dalla presenza degli elementi di contrasto.

La paratia viene discretizzata con elementi finiti monodimensionali a due gradi di libertà per nodo (spostamento orizzontale e rotazione).

Il terreno viene schematizzato secondo un modello elasto-plastico; esso reagisce elasticamente sino a valori limite dello spostamento, raggiunti i quali la reazione corrisponde, a seconda del segno dello stesso spostamento, ai valori limite della pressione attiva o passiva.

Gli spostamenti vengono computati a partire dalla situazione di spinta "a riposo".

Con tale metodo, si può quindi seguire analiticamente la successione delle fasi di costruzione, di carico e di contrasto; consentendo di fornire informazioni attendibili sull'entità delle deformazioni, e sugli effetti che esse inducono sul diagramma delle pressioni esercitate dal terreno sulla paratia.

### **Parametri di calcolo**

Il metodo di calcolo richiede la definizione di altri parametri, valutati in funzione delle caratteristiche geotecniche e fisiche dei terreni, delle caratteristiche geometriche e strutturali dell'opera:

#### ***Parametri di spinta***

pressione a riposo:  $Po' = Ko \cdot \sigma_v'$

con:

$Ko$  = coefficiente di spinta a riposo.

$\sigma_v'$  = tensione verticale efficace;

pressione attiva:  $Pa' = Ka \cdot \sigma_v' - c' \cdot Kac$ .

con:

$Ka$  = coefficiente di spinta attiva, funzione di  $\phi'$  e  $\delta a$  ;

$Kac = 2 \cdot (Ka)^{0.5}$  ;

$\delta a$  = angolo di attrito terreno-paratia (cls) =  $0.5 \cdot \phi'$ ;

pressione passiva:  $Pp' = Kp \cdot \sigma_v' + c' \cdot Kpc$ .

con:

$Kp$  = coefficiente di spinta passiva, funzione di  $\phi'$  e  $\delta p$ ;

$Kpc = 2 \cdot (Kp)^{0.5}$  ;

$\delta p$  = angolo di attrito terreno-paratia (cls) =  $0.5 \cdot \phi' \leq 15^\circ$ ;

#### ***Parametri di interazione terreno struttura***

La rigidezza delle molle schematizzanti il terreno sono proporzionali al modulo elastico del terreno definito dalla relazione:

$$Es = R \cdot (P/Pr)^n$$

con:

$R$  = parametro dipendente dalla compressibilità del terreno avente le dimensioni di un modulo elastico;

$n$  = coefficiente adimensionale;

$P$  = pressione media =  $(\sigma_v' + \sigma_h') / 2$ .



$\sigma_v'$  = tensione verticale efficace;

$\sigma_h'$  = tensione orizzontale efficace;

Pr = pressione di riferimento (98.1 kPa).

Nel seguito si forniscono i parametri per l'interazione delle unità geotecniche che interagiscono con l'opera di sostegno.

#### *Sabbie e ghiaie*

Ko = 0.4122

coefficiente di spinta a riposo

Ka = 0.225

coeff. di spinta attiva ( $\delta_a = 18^\circ$ )

Kp = 6.169

coeff. di spinta passiva ( $\delta_p = 15^\circ$ )

Eur = 30000 kPa

parametri di compressibilità

Eur/Evc = 1.5

rapporto tra i moduli scarico-ricarico e quelli di compressione vergine.

#### **Schema di calcolo**

Il calcolo viene condotto considerando un p.c. fittizio a quota testa diaframma e simulando la sagoma del terreno dell'argine a tergo con lo schema illustrato nella figura seguente.

#### ***Schema di calcolo:***

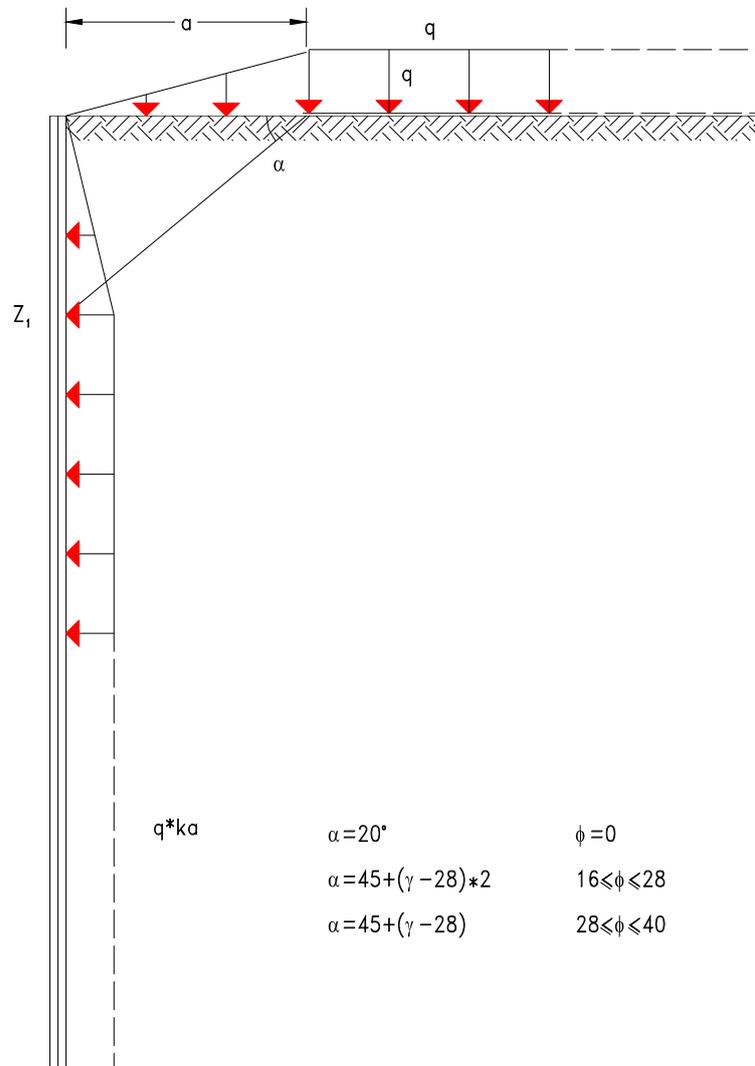
Lo zero di riferimento per il calcolo è fissato in corrispondenza della testa della paratia.

FASE 1.

Realizzazione della paratia e condizione geostatica con riferimento a p.c. originale.

FASE 2.

Scavo fino alla quota di -3.7 m da testa paratia.

**Figura 3.b**

Considerando le geometrie delle figure 3.a e 3.b si ha:

$$z_1 = 5.5 \cdot \operatorname{tg}(53) = 7.3 \text{ m}$$

$$q = 2 \cdot 19 = 38 \text{ kPa}$$

$$q \cdot ka = 10.6 \text{ kPa}$$

pertanto sulla paratia si è considerata la seguente distribuzione di carico

a quota 0.0 m da testa paratia  $q_1 = 0.0$

a quota -7.3 m  $q_2 = 10.6 \text{ kPa}$

a quota -12.0 m  $q_3 = 10.6 \text{ kPa}$



### **Risultati delle elaborazioni**

In accordo al metodo di calcolo discusso ed ai parametri esposti, per lo schema precedentemente descritto, si ottengono i risultati riportati in forma grafica nell'allegato A.

In sintesi si riassumono le massime sollecitazioni sugli elementi strutturali.

Diaframma

$$M_{max} = 382 \text{ kN} \cdot \text{m} / \text{m}$$

massimo momento a quota - 6.9 m

$$T_{max} = 116 \text{ kN} / \text{m}$$

massimo taglio a quota -4.7 m.

Lo spostamento massimo è dell'ordine di:

$$\delta \approx 57 \text{ mm}$$

a testa paratia

Nelle analisi effettuate cautelativamente non si è tenuto conto del jet-grouting presente alla base degli scavi

### **Caratteristiche dei materiali**

#### ***Calcestruzzo***

Per i diaframmi si utilizza un conglomerato avente resistenza:

$$R_{cube,k} = 25 \text{ N/mm}^2$$

massima compressione nel calcestruzzo:  $\sigma_c = 8.50 \text{ N/mm}^2$ .

#### ***Acciaio in tondi ad aderenza migliorata***

Si prevede l'impiego di acciaio tipo FeB44 k controllato in stabilimento :

- Soglia di snervamento  $F_{yk} \geq 430 \text{ N/mm}^2$ .

- Tasso di lavoro nell'acciaio:  $\sigma' = 255 \text{ N/mm}^2$

Il copriferro adottato è pari a 6 cm.

### **Verifica della sezione in c.a.**

Massimo momento sulla larghezza del pannello da 2,5 m:

$$M_{max} = 382 \times 2,5 = 955 \text{ kNm.}$$

Peso della porzione di paratia sovrastante la sezione di verifica:

$$N_{max} = (25 \times 0,8 \times 6,9) \times 2,5 = 139 \text{ kN.}$$



## METODO DELLE TENSIONI AMMISSIBILI - VERIFICA DELLA SEZIONE

Sezione descritta con il metodo dei trapezi elementari

1 Trapezi elementari - 3 Parametri geometrici -  
 Unita' di misura:(cm) - Elenco dei parametri ad iniziare dall'estradosso  
 b1 250.0 h2 80.0 b3 250.0  
 Descrizione dell'armatura normale

15  $\Phi$  22 mm posizionati a 8.5 cm da intradosso  
 15  $\Phi$  22 mm posizionati a 71.5 cm da intradosso

Area armatura normale = 114.0 (cm<sup>2</sup>) a 40.0 cm da intrad.  
 Convenzioni di segno

Sono positive le trazioni  
 Sono positivi i momenti che tendono l'intradosso sezione  
 Coefficiente d'omogeneizzazione dell'armatura = 15

Condizione di carico 1

Momento = 955.0 (KN.m)  
 Sforzo normale = -139.0 (KN)

Compressione massima nel calcestruzzo = -5.61 (N/mm<sup>2</sup>)  
 Trazione massima nell'acciaio = 245.10 (N/mm<sup>2</sup>)  
 Distanza asse neutro da lembo compresso = 18.3 (cm)  
 Braccio di leva interno = 65.6 (cm)

### Verifica a taglio

Massimo taglio sulla larghezza del pannello da 2,5 m:

$$T_{max} = 116 \times 2,5 = 290 \text{ kN}$$

$$\tau = (290 \times 1000) / (0,9 \times 725 \times 2500) = 0,178 \text{ N/mm}^2 < \tau_{c0}$$

### **8.3 Stabilità del sito in condizioni sismiche**

Considerando:

- che le opere sono di tipo provvisorio;
- le caratteristiche fisiche e meccaniche dei terreni di fondazione;
- i livelli di sismicità di progetto;

sulla base dei risultati di specifici studi, si può ritenere che gli effetti prodotti dal terremoto in termini sia di sviluppo di pressioni interstiziali che di cedimenti, siano trascurabili.

GENERAL CONTRACTOR

**Cepav due**



ALTA SORVEGLIANZA



**ITALFERR**

Doc. N. 12000\_05

Progetto

IN05

Lotto

00

Codifica Documento

DE2CLVI0800001

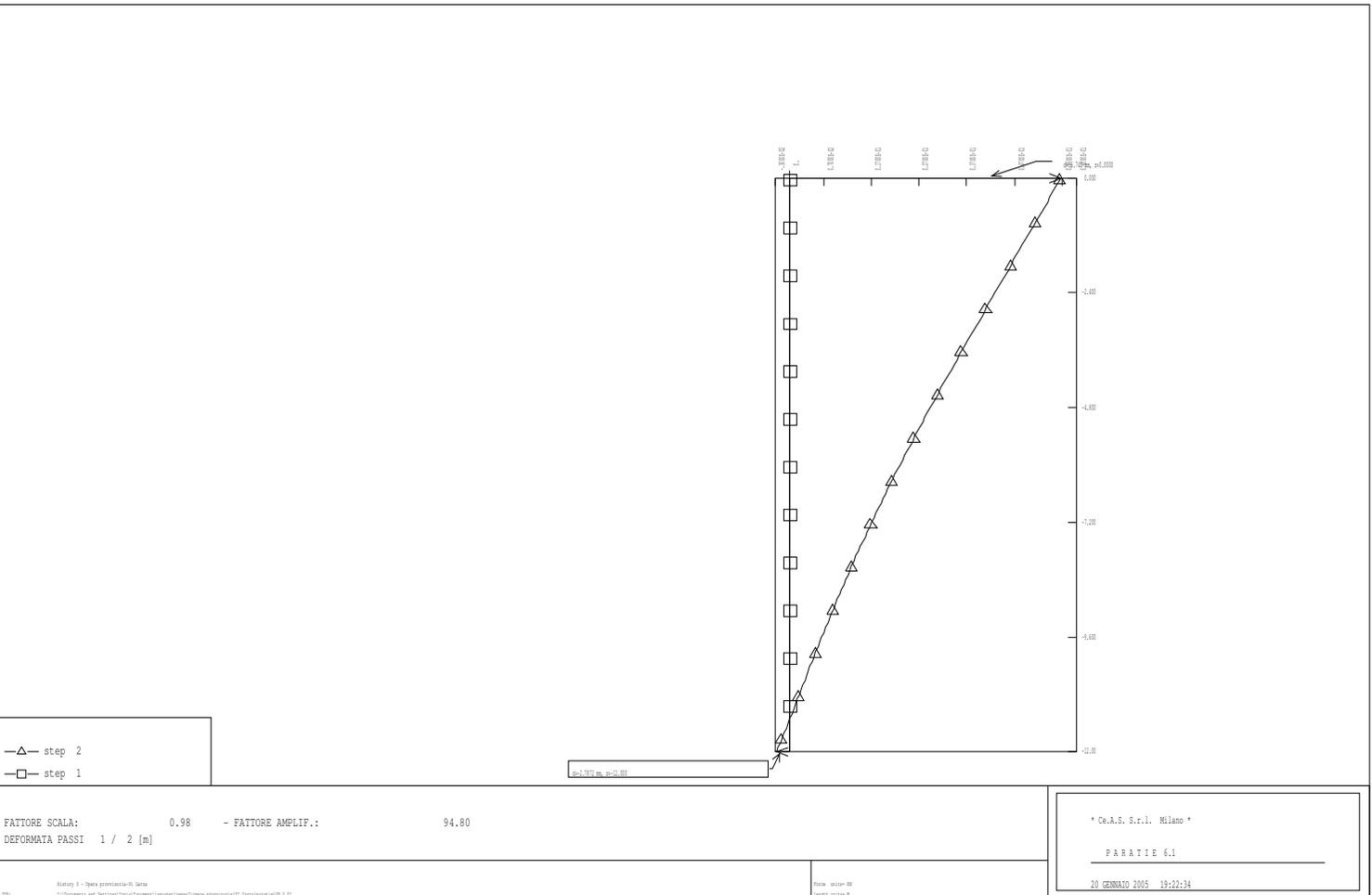
Rev.

0

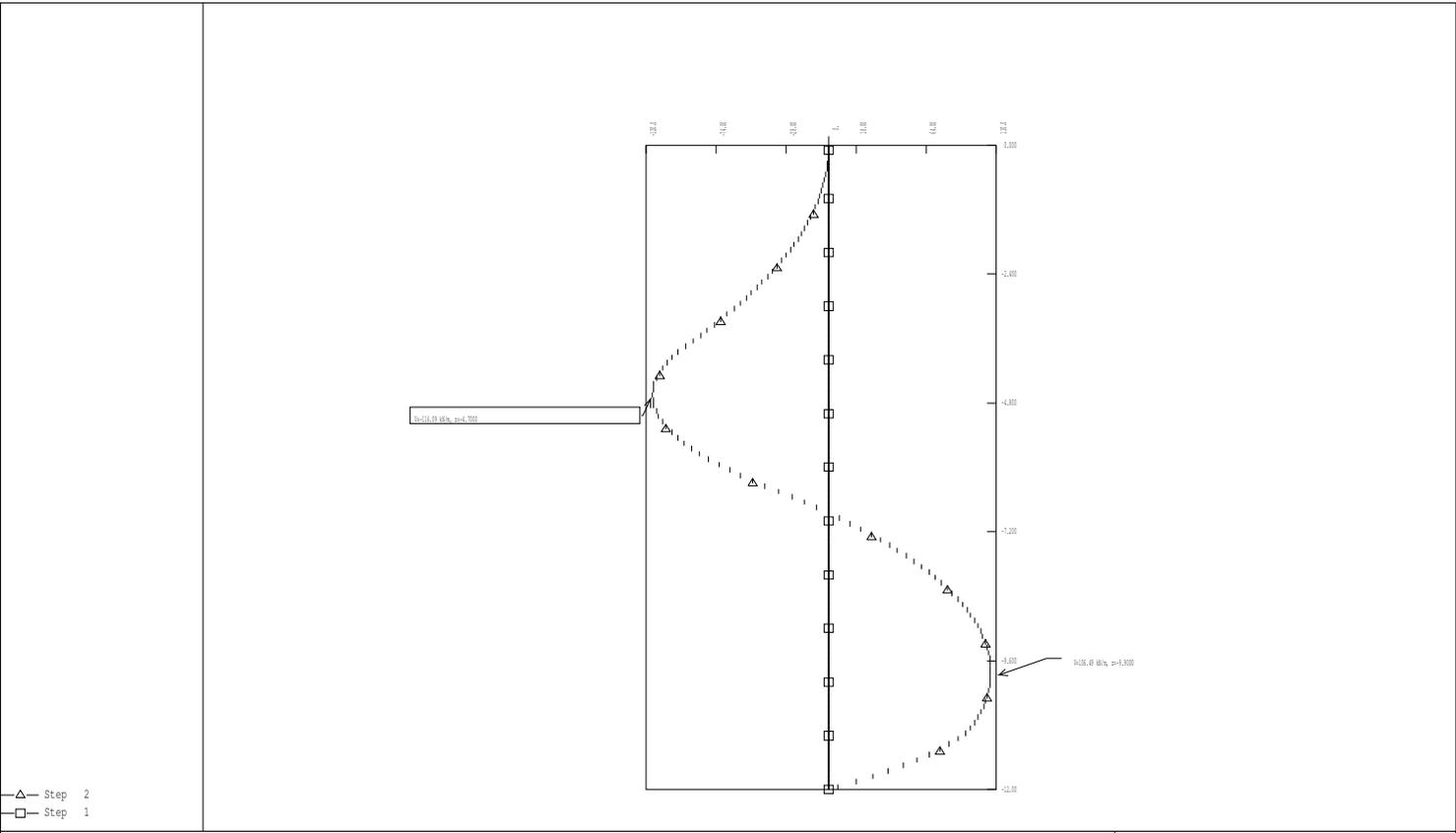
Foglio

26 di  
26

**ALLEGATO A**  
**Grafici di PARATIE**







TAGLI [kNm]  
INVILUPPO DA 1 A 2

SCALA GEOM.: 0.93

\* Ce.A.S. S.r.l. Milano \*  
PARTE 6.1  
20 GENNAIO 2005 19:22:34