

COMMITTENTE:



ALTA SORVEGLIANZA:



GENERAL CONTRACTOR:



**INFRASTRUTTURE FERROVIARIE STRATEGICHE DEFINITE DALLA LEGGE OBIETTIVO N. 443/01**

**TRATTA A.V. /A.C. TERZO VALICO DEI GIOVI  
PROGETTO ESECUTIVO**

**Adeguamento Via Chiaravagna  
Tratta1 – Ponte1 – Muri d'argine  
Relazione di calcolo**

GENERAL CONTRACTOR	DIRETTORE DEI LAVORI
Consorzio <b>Cociv</b> Ing. E. Pagani	

COMMESSA	LOTTO	FASE	ENTE	TIPO DOC.	OPERA/DISCIPLINA	PROGR.	REV.
I G 5 1	0 2	E	C V	C L	N V 0 3 0 X	0 0 5	A

Progettazione :								IL PROGETTISTA
Rev	Descrizione	Redatto	Data	Verificato	Data	Progettista Integratore	Data	
A00	Prima Emissione	ALPINA <i>Adriano Farina</i>	13/05/2016	COCIV <i>[Signature]</i>	13/05/2016	A.Mancarella <i>[Signature]</i>	13/05/2016	 Consorzio Collegamenti Integrati Veloci Dott. Ing. Aldo Mancarella Ordine Ingegneri Prov. TO n. 6271 R

n. Elab.:	File: IG51-02-E-CV-CL-NV03-0X-005-A00.DOCX
-----------	--

# INDICE

INDICE.....	2
1.     PREMESSA.....	4
2.     CARATTERISTICHE DEI MATERIALI.....	6
2.1. Calcestruzzo.....	6
2.2. Acciaio per cemento armato.....	7
2.3. Acciaio per micropali e profilati metallici.....	7
2.4. Durabilità e prescrizioni sui materiali.....	8
3.     NORMATIVA DI RIFERIMENTO.....	9
3.1. Normativa sismica.....	10
4.     DOCUMENTI DI RIFERIMENTO.....	10
5.     MODELLO DI CALCOLO BERLINESE.....	11
5.1. Codice di calcolo.....	11
5.2. Modello Paratie.....	11
6.     MODELLO DI CALCOLO MURI DI RIVESTIMENTO.....	13
6.1. Verifica a ribaltamento.....	13
6.2. Verifica a scorrimento.....	13
6.1. Verifica a carico limite.....	14
6.1.1. Capacità portante fondazioni dirette.....	14
7.     STRATIGRAFIA E PARAMETRI GEOTECNICI DI PROGETTO.....	17
8.     SISMA.....	18
9.     BERLINESE DI MICROPALI CON TIRANTE A CAVALLETTO.....	19
9.1. Descrizione dell'opera.....	19
9.2. Azioni di calcolo.....	19
9.2.1. Urto di veicolo in svio.....	20
9.3. Fasi e dati di calcolo.....	21
9.4. Risultati di calcolo.....	25
9.5. Verifica strutturale dei micropali.....	30
9.6. Verifica tirante.....	32
9.6.1. Verifica ancoraggio testa tirante.....	34
9.7. Verifica trave di testa berlinese.....	36
10.    RIVESTIMENTO MURO SPONDALE.....	37
10.1. Carichi.....	38
10.2. Azioni a intradosso fondazione.....	38



10.3.	Verifica capacità portante e scorrimento della fondazione.....	38
10.3.1.	Combinazione statica .....	39
10.3.2.	Combinazione con sisma.....	40
10.4.	Verifica ribaltamento .....	41
10.5.	Verifica strutturale della fondazione .....	42
10.6.	Verifica strutturale del paramento.....	43
11.	APPENDICE DI CALCOLO.....	44
11.1.	Calcolo berlinese .....	44

## 1. PREMESSA

Nella presente relazione sono esposti e criteri progettuali generali e le verifiche di dimensionamento geotecnico e strutturale dei Muri d'argine in adiacenza alle spalle del nuovo Ponte 1, previsto nell'ambito dell'intervento di miglioramento della attuale viabilità che corre lungo la Val Chiaravagna, in Genova, civicamente denominata Via Chiaravagna, a partire dagli accessi alle cave poste nella parte alta della valle lungo il Rio Bianchetta, fino all'innesto della prevista nuova strada per Borzoli ed Erzelli, previsto in vicinanza dell'esistente viadotto ferroviario.

Il progetto prevede la realizzazione di una berlinese di micropali a cavalletto, provvisoria nella prima fase dei lavori di scavi e realizzazione dell'opera, e definitiva in esercizio, con funzione di sostegno della spinta delle terre in esercizio e in presenza di sisma.

Sulle travi di coronamento delle berlinesi sono previsti dei muri antisvio.

La berlinese è prevista con un rivestimento in c.a. non strutturale.

Nelle seguenti figure sono schematizzate le caratteristiche del muro d'argine.

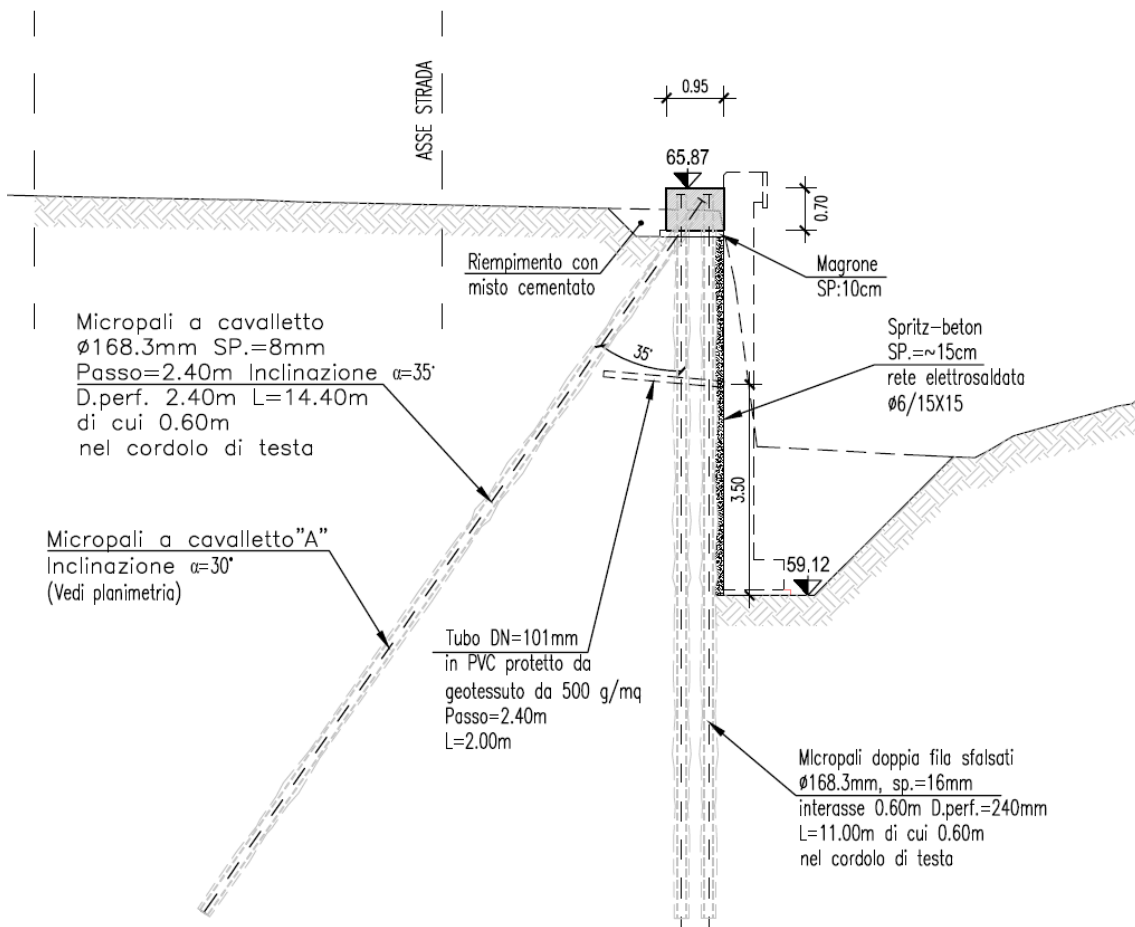
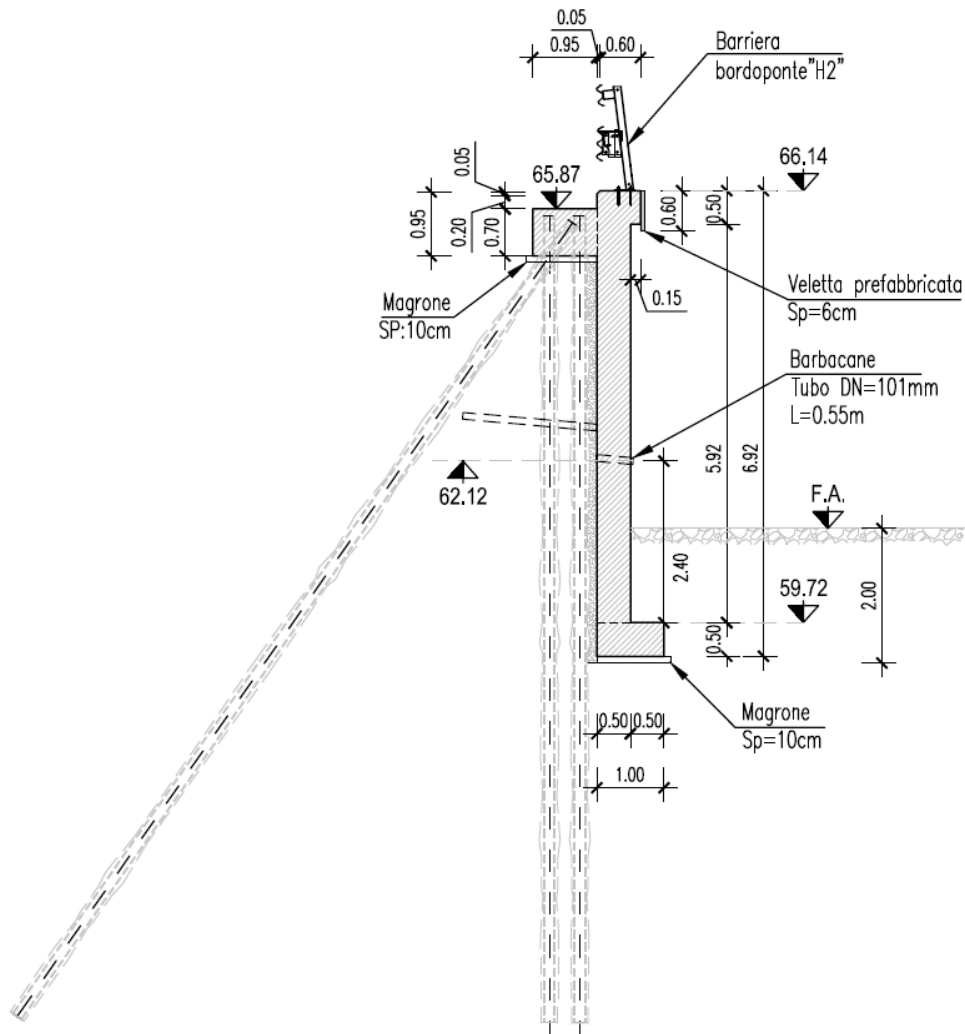


Figura 1: Muro d'argine, schema berlinese



**Figura 2: Muro d'argine, schema rivestimento**

Le verifiche sono state condotte in accordo al metodo delle Tensioni Ammissibili.

GENERAL CONTRACTOR  Consorzio Collegamenti Integrati Veloci	ALTA SORVEGLIANZA  GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE
	IG51-02-E-CV-CL-NV03-0X-005_A00 Tratta 1 – Ponte 1 – Muri d'argine- Relazione di calcolo

Foglio  
6 di 73

## 2. CARATTERISTICHE DEI MATERIALI

### 2.1. Calcestruzzo

Per il magrone di sottofondazione si prevede l'utilizzo di calcestruzzo di classe Rck 15.

Per la realizzazione di STRUTTURE DEBOLMENTE ARMATE, MURI STRADALI FONDAZIONI ED ELEVAZIONI (con rivestimento) si prevede l'utilizzo di calcestruzzo avente classe di resistenza C25/30 ( $R_{ck} \geq 30 \text{ N/mm}^2$ ) che presenta le seguenti caratteristiche:

Resistenza caratteristica a compressione (cilindrica)	$f_{ck} = 0.83 \times R_{ck} = 25 \text{ N/mm}^2$
Resistenza media a compressione	$f_{cm} = f_{ck} + 8 = 33 \text{ N/mm}^2$
Modulo elastico	$E_{cm} = 22000 \cdot (f_{cm}/10)^{0.3} = 31475 \text{ N/mm}^2$
Resistenza di calcolo a compressione	$f_{cd} = \alpha_{cc} \cdot f_{ck} / \gamma_c = 0.85 \cdot f_{ck} / 1.5 = 14.17 \text{ N/mm}^2$
Resistenza a trazione media	$f_{ctm} = 0.30 \cdot f_{ck}^{2/3} = 2.56 \text{ N/mm}^2$
Resistenza a trazione	$f_{ctk} = 0.7 \cdot f_{ctm} = 1.79 \text{ N/mm}^2$
Resistenza a trazione di calcolo	$f_{ctd} = f_{ctk} / \gamma_c = 1.19 \text{ N/mm}^2$
Tensioni ammissibili	$\sigma_c = 9.75 \text{ N/mm}^2$
	$\tau_{c0} = 0.60 \text{ N/mm}^2$
	$\tau_{c1} = 1.82 \text{ N/mm}^2$

Per la realizzazione di MURI STRADALI ELEVAZIONI e PILE SPALLE PULVINI si prevede l'utilizzo di calcestruzzo avente classe di resistenza C32/40 ( $R_{ck} \geq 40 \text{ N/mm}^2$ ) che presenta le seguenti caratteristiche:

Resistenza caratteristica a compressione (cilindrica)	$f_{ck} = 0.83 \times R_{ck} = 33.20 \text{ N/mm}^2$
Resistenza media a compressione	$f_{cm} = f_{ck} + 8 = 41.20 \text{ N/mm}^2$
Modulo elastico	$E_{cm} = 22000 \cdot (f_{cm}/10)^{0.3} = 33643 \text{ N/mm}^2$
Resistenza di calcolo a compressione	$f_{cd} = \alpha_{cc} \cdot f_{ck} / \gamma_c = 0.85 \cdot f_{ck} / 1.5 = 18.81 \text{ N/mm}^2$
Resistenza a trazione media	$f_{ctm} = 0.30 \cdot f_{ck}^{2/3} = 3.10 \text{ N/mm}^2$
Resistenza a trazione	$f_{ctk} = 0.7 \cdot f_{ctm} = 2.17 \text{ N/mm}^2$
Resistenza a trazione di calcolo	$f_{ctd} = f_{ctk} / \gamma_c = 1.45 \text{ N/mm}^2$
Tensioni ammissibili	$\sigma_c = 12.25 \text{ N/mm}^2$
	$\tau_{c0} = 0.73 \text{ N/mm}^2$
	$\tau_{c1} = 2.10 \text{ N/mm}^2$

## 2.2. Acciaio per cemento armato

Per le armature metalliche si adottano tondini in acciaio del tipo B450C saldabile, controllato in stabilimento e che presentano le seguenti caratteristiche:

Proprietà	Requisito
Limite di snervamento $f_y$	$\geq 450$ MPa
Limite di rottura $f_t$	$\geq 540$ MPa
Allungamento totale al carico massimo $A_{gt}$	$\geq 7.5\%$
Rapporto $f_t/f_y$	$1,15 \leq R_m/R_e \leq 1,35$
Rapporto $f_y$ misurato/ $f_{ynom}$	$\leq 1,25$

Tensione di snervamento caratteristica	$f_{yk} \geq 450$ N/mm <sup>2</sup>
Tensione caratteristica a rottura	$f_{tk} \geq 540$ N/mm <sup>2</sup>
Tensione ammissibile	$\sigma_s = 260.00$ N/mm <sup>2</sup>

## 2.3. Acciaio per micropali e profilati metallici

Si assume per l'acciaio dei profilati metallici:

Peso specifico $\gamma_s$	$\gamma_s = 78.5$ kN/m <sup>3</sup> ;
Modulo elastico $E_s$ :	$E_s = 2.06 \times 10^8$ kPa
Tensione ammissibile massima Fe360:	$\sigma_{adm} = 160$ MPa
Tensione ammissibile massima Fe430:	$\sigma_{adm} = 190$ MPa
Tensione ammissibile massima Fe510:	$\sigma_{adm} = 240$ MPa

GENERAL CONTRACTOR  Consorzio Collegamenti Integrati Veloci	ALTA SORVEGLIANZA  GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE
	IG51-02-E-CV-CL-NV03-0X-005_A00 Tratta 1 – Ponte 1 – Muri d'argine- Relazione di calcolo
	Foglio 8 di 73

## 2.4. Durabilità e prescrizioni sui materiali

Per garantire la durabilità delle strutture in calcestruzzo armato ordinario, esposte all'azione dell'ambiente, si devono adottare i provvedimenti atti a limitare gli effetti di degrado indotti dall'attacco chimico, fisico e derivante dalla corrosione delle armature e dai cicli di gelo e disgelo.

Al fine di ottenere la prestazione richiesta in funzione delle condizioni ambientali, nonché per la definizione della relativa classe, si fa riferimento alle indicazioni contenute nelle Linee Guida sul calcestruzzo strutturale edite dal Servizio Tecnico Centrale del Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici ovvero alle norme UNI EN 206-1:2006 ed UNI 11104:2004.

Per le opere della presente relazione si adotta quanto segue:

Strutture debolmente armate	CLASSE DI ESPOSIZIONE XC2
Muri stradali fondazioni	CLASSE DI ESPOSIZIONE XC2
Muri stradali elevazioni (con rivestimento)	CLASSE DI ESPOSIZIONE XC2
Muri stradali elevazioni	CLASSE DI ESPOSIZIONE XF1
Pile, spalle, pulvini	CLASSE DI ESPOSIZIONE XF1

Si omettono le verifiche di fessurazione qualora il tasso di lavoro dell'acciaio risulti inferiore a 160MPa. In caso contrario le verifiche vengono svolte per condizioni ambientali "poco aggressive" e considerando armature di tipo "poco sensibile".

In questo caso si verificano gli stati limite di fessurazione "frequente" e "quasi permanente" assumendo come valore limite di apertura delle fessure 0.4 e 0.2 mm rispettivamente.

Il copriferro minimo assunto è pari a 4 cm.



GENERAL CONTRACTOR 	ALTA SORVEGLIANZA 
	IG51-02-E-CV-CL-NV03-0X-005_A00 Tratta 1 – Ponte 1 – Muri d'argine- Relazione di calcolo
	Foglio 9 di 73

### 3. NORMATIVA DI RIFERIMENTO

Il dimensionamento e la verifica degli elementi strutturali sono stati condotti nel rispetto delle vigenti normative di seguito riportate:

- D.M. 09/01/1996: "Norme tecniche per l'esecuzione delle opere in cemento armato normale e precompresso e per le strutture metalliche";
- D.M. 16/01/1996: "Norme tecniche relative ai criteri generali per la verifica di sicurezza delle costruzioni e dei carichi e dei sovraccarichi";
- Circ. Min. 04/07/1996 n. 156 STC: "Istruzioni per l'applicazione delle Norme tecniche relative ai criteri generali per la verifica di sicurezza delle costruzioni e dei carichi e dei sovraccarichi";
- L. 05/11/1971 n. 1086: "Norme per la disciplina delle opere in conglomerato cementizio armato normale e precompresso ed a struttura metallica";
- D.M. 14/02/1992: "Norme tecniche per l'esecuzione delle opere in cemento armato normale e precompresso e per le strutture metalliche" (valido per il metodo alle tensioni ammissibili);
- Circ. Min. 24/06/1993 n. 37406: "Istruzioni relative alle Norme tecniche per l'esecuzione delle opere in cemento armato normale e precompresso e per le strutture metalliche" (valido per il metodo alle tensioni ammissibili);
- Circ. Min. 15/10/1996 n. 252: "Istruzioni relative alle Norme tecniche per l'esecuzione delle opere in cemento armato normale e precompresso e per le strutture metalliche";
- L. 02/02/1974 n. 64: "Provvedimenti per le costruzioni con particolari prescrizioni per le zone sismiche";
- D.M. 16/01/1996: "Norme tecniche per le costruzioni in zona sismica";
- Ordinanza n. 3274: "Primi elementi in materia di criteri generali per la classificazione sismica del territorio nazionale e di normative tecniche per le costruzioni in zona sismica";
- Circ. Min. 10/04/1997 n. 65: "Istruzioni per l'applicazione delle Norme tecniche per le costruzioni in zona sismica di cui al D.M. 16/01/1996";
- D.Min.LL.PP. 11 marzo 1988. 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.
- Circ. Min.LL.PP. 24 settembre 1988 n°30483 AA.GG./STC. Istruzioni 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, di cui al decreto ministeriale 11 marzo 1988.

GENERAL CONTRACTOR 	ALTA SORVEGLIANZA 
	IG51-02-E-CV-CL-NV03-0X-005_A00 Tratta 1 – Ponte 1 – Muri d'argine- Relazione di calcolo
	Foglio 10 di 73

### 3.1. Normativa sismica

Nell'analisi in condizioni sismiche viene recepita la nuova normativa (Ordinanza del Presidente del Consiglio dei Ministri n. 3274 del 30.03.2003) per quanto riguarda la classificazione sismica del territorio nazionale. In assenza di ulteriori specificazioni da parte della Regione Liguria essendo la zona classificata di 4° categoria, le verifiche sono state eseguite secondo le norme tecniche di calcoli al DM 15 Gennaio 1996 e relative circolari applicative, assumendo il grado di sismicità  $S=6$  e coefficiente di importanza  $I = 1.0$ .

## 4. DOCUMENTI DI RIFERIMENTO

Nello svolgimento del presente dimensionamento è stato fatto riferimento alla seguente documentazione:

- ADEGUAMENTO VIA CHIARAVAGNA: Opere di sostegno: relazione di predimensionamento, Progetto Definitivo;
- ADEGUAMENTO VIA CHIARAVAGNA: Ponte n°1: relazione di predimensionamento, Progetto Definitivo;
- ADEGUAMENTO VIA CHIARAVAGNA: Relazione geologica, Progetto Definitivo;
- ADEGUAMENTO VIA CHIARAVAGNA: Relazione geotecnica – Caratterizzazione terreni opere all'aperto, Progetto Definitivo;
- ADEGUAMENTO VIA CHIARAVAGNA: Relazione idrogeologica, Progetto Definitivo;
- TRATTA A.V. / A.C. TERZO VALICO DEI GIOVI: Relazione di caratterizzazione geotecnica – Opere all'aperto, Progetto Esecutivo;
- TRATTA A.V. / A.C. TERZO VALICO DEI GIOVI: Adeguamento Via Chiaravagna - Relazione geologica, geomorfologica ed idrogeologica, Progetto Esecutivo;
- TRATTA A.V. / A.C. TERZO VALICO DEI GIOVI: Adeguamento Via Chiaravagna – Profilo geologico ed idrogeologico, Progetto Esecutivo;
- TRATTA A.V. / A.C. TERZO VALICO DEI GIOVI: Adeguamento Via Chiaravagna – Carta geologica e geomorfologica, Progetto Esecutivo;
- TRATTA A.V. / A.C. TERZO VALICO DEI GIOVI: Adeguamento Via Chiaravagna – Carta idrogeologica e dei punti d'acqua, Progetto Esecutivo.

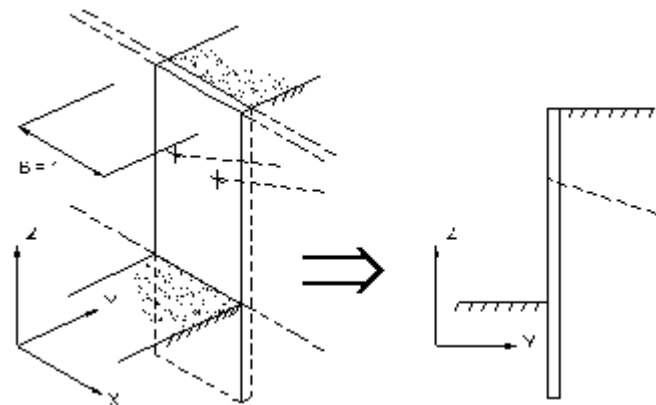
## 5. MODELLO DI CALCOLO BERLINESE

### 5.1. Codice di calcolo

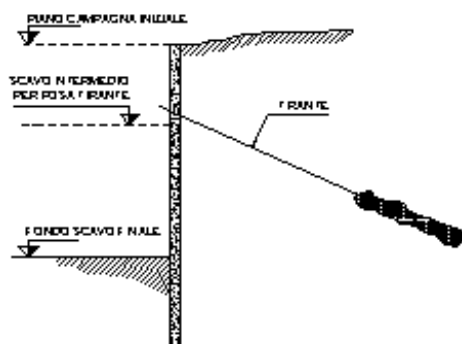
HarpaCeAs - Paratie ver. 7.0.

### 5.2. Modello Paratie

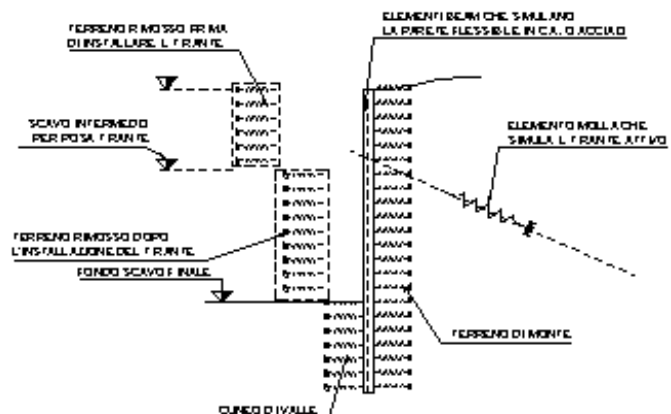
PARATIE è un codice agli elementi finiti che simula il problema di uno scavo sostenuto da diaframmi flessibili e permette di valutare il comportamento della parete di sostegno durante tutte le fasi intermedie e nella configurazione finale. Il problema è ricondotto ad un caso piano in cui viene analizzata una “fetta” di parete di larghezza unitaria, come mostrato in figura.



PROBLEMA REALE



MODELLO DI CALCOLO  
CON PARATIE



La modellazione numerica dell'interazione terreno-struttura è del tipo “TRAVE SU SUOLO ELASTICO”: le pareti di sostegno vengono rappresentate con elementi finiti trave il cui comportamento è definito dalla rigidità flessionale  $EJ$ , mentre il terreno viene simulato attraverso

GENERAL CONTRACTOR 	ALTA SORVEGLIANZA 
	IG51-02-E-CV-CL-NV03-0X-005_A00 Tratta 1 – Ponte 1 – Muri d'argine- Relazione di calcolo
	Foglio 12 di 73

elementi elastoplastici monodimensionali (molle) connessi ai nodi delle paratie: ad ogni nodo convergono uno o al massimo due elementi terreno. La realizzazione dello scavo sostenuto da una o due paratie, eventualmente tirantate, viene seguita in tutte le varie fasi attraverso un'analisi STATICA INCREMENTALE: ogni passo di carico coincide con una ben precisa configurazione caratterizzata da una certa quota di scavo, da un certo insieme di tiranti applicati, da una ben precisa disposizione di carichi applicati.

Poiché il comportamento degli elementi finiti è di tipo elastoplastico, ogni configurazione dipende in generale dalle configurazioni precedenti e lo sviluppo di deformazioni plastiche ad un certo passo condiziona la risposta della struttura nei passi successivi. La soluzione ad ogni nuova configurazione (step) viene raggiunta attraverso un calcolo iterativo alla Newton-Raphson (Bathe (1996)).

GENERAL CONTRACTOR  Consorzio Collegamenti Integrati Veloci	ALTA SORVEGLIANZA  GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE
	IG51-02-E-CV-CL-NV03-0X-005_A00 Tratta 1 – Ponte 1 – Muri d'argine- Relazione di calcolo
	Foglio 13 di 73

## 6. MODELLO DI CALCOLO MURI DI RIVESTIMENTO

L'opera è dimensionata in modo da avere adeguati coefficienti di sicurezza rispetto alle seguenti condizioni di rottura, secondo i criteri previsti dal D.M. 11/03/1988:

### Fondazioni dirette:

- Scivolamento FS=1.5
- Capacità portante alla base FS=3.0

### Opere di sostegno:

- Ribaltamento FS=1.5
- Scivolamento FS=1.3
- Capacità portante alla base FS=2.0

### 6.1. Verifica a ribaltamento

La verifica a ribaltamento consiste nel determinare il momento risultante di tutte le forze che tendono a fare ribaltare il muro (momento ribaltante  $M_r$ ) ed il momento risultante di tutte le forze che tendono a stabilizzare il muro (momento stabilizzante  $M_s$ ) rispetto allo spigolo a valle della fondazione e verificare che il rapporto  $M_s/M_r$  sia maggiore di un determinato coefficiente di sicurezza FS.

Il momento ribaltante  $M_r$  è dato dalla componente orizzontale della spinta  $S$ , dalle forze di inerzia dell'opera e del terreno gravante sulla fondazione di monte (caso di presenza di sisma) per i rispettivi bracci.

Nel momento stabilizzante interviene il peso dell'opera (applicato nel baricentro) ed il peso del terreno gravante sulla fondazione di monte.

### 6.2. Verifica a scorrimento

Per la verifica a scorrimento del muro lungo il piano di fondazione deve risultare che la somma di tutte le forze parallele al piano di posa che tendono a fare scorrere il muro deve essere minore di tutte le forze, parallele al piano di scorrimento, che si oppongono allo scivolamento, secondo un certo coefficiente di sicurezza. La verifica a scorrimento risulta soddisfatta se il rapporto fra la risultante delle forze resistenti allo scivolamento  $F_r$  e la risultante delle forze che tendono a fare scorrere il muro  $F_s$  risulta maggiore di un determinato coefficiente di sicurezza FS.

GENERAL CONTRACTOR  Consorzio Collegamenti Integrati Veloci	ALTA SORVEGLIANZA  GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	
	IG51-02-E-CV-CL-NV03-0X-005_A00 Tratta 1 – Ponte 1 – Muri d'argine- Relazione di calcolo	Foglio 14 di 73

Le forze che intervengono nella  $F_s$  sono: la componente della spinta parallela al piano di fondazione e la componente delle forze d'inerzia parallela al piano di fondazione.

La forza resistente è data dalla resistenza d'attrito e dalla resistenza per adesione lungo la base della fondazione.

Detta  $N$  la componente normale al piano di fondazione del carico totale gravante in fondazione e indicando con  $\delta_f$  l'angolo d'attrito terreno-fondazione, con  $c_a$  l'adesione terreno-fondazione e con  $B_r$  la larghezza della fondazione reagente, la forza resistente può esprimersi come  $F_r = N \operatorname{tg} \delta_f + c_a B_r$ .

### 6.1. Verifica a carico limite

Il rapporto fra il carico limite in fondazione e la componente normale della risultante dei carichi trasmessi dal muro sul terreno di fondazione deve essere superiore a FS. Cioè, detto  $Q_u$ , il carico limite ed  $R$  la risultante verticale dei carichi in fondazione, deve essere:

$$\frac{Q_u}{R} \geq FS$$

#### 6.1.1. Capacità portante fondazioni dirette

La valutazione della capacità portante delle fondazioni superficiali viene condotta in accordo all'equazione:

$$q_{lim} = 0.5 \gamma_c B' N_\gamma s_\gamma i_\gamma b_\gamma g_\gamma + c' N_c s_c d_c i_c b_c g_c + q N_q s_q d_q i_q b_q g_q$$

Le espressioni che forniscono i valori dei fattori di capacità portante ( $N$ ) e dei fattori correttivi ( $s$ ,  $i$ ,  $b$ ,  $g$ ) sono riportate nella Tabella 1: Coefficienti per il calcolo della capacità portante in condizioni drenate

Le formule utilizzate si riferiscono alla fondazione efficace equivalente ovvero quella fondazione rispetto alla quale il carico verticale  $N$  risulta centrato; la fondazione equivalente è caratterizzata dalle dimensioni  $B'$  e  $L'$  valutate sulla base dei criteri proposti da Meyerhof (Figura 3).

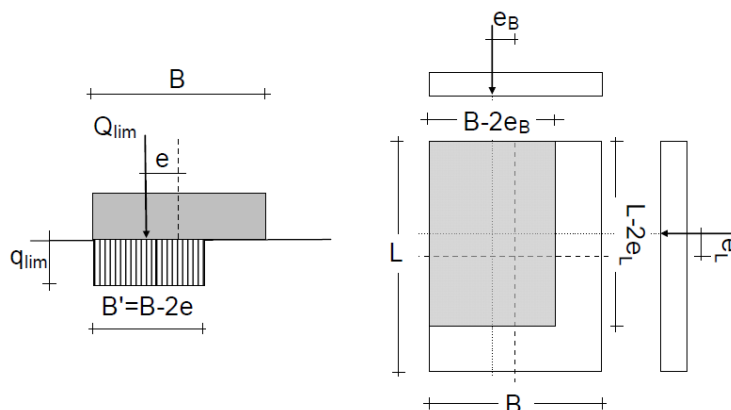


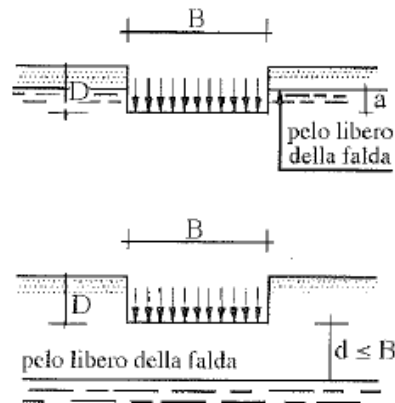
Figura 3: Fondazione equivalente secondo il criterio di Meyerhof

### Influenza della falda:

Se il pelo libero della falda si trova alla profondità  $D$ , nel termine  $\ll 0.5 \gamma_c B' N_\gamma s_\gamma i_\gamma b_\gamma g_\gamma \gg$  andrà assunto il valore di  $\gamma'$ .

Se il pelo della falda si trova ad una profondità maggiore di  $D+B$ , o in altri termini ad una profondità al di sotto del piano di posa  $d \geq B$ , la presenza della falda potrà essere trascurata.

Se il pelo libero della falda si trova ad una profondità compresa fra  $D$  e  $D+B$ , o in altri termini ad una profondità  $d < B$  al di sotto del piano di posa della fondazione (Figura 4), il valore di  $\gamma$  da introdurre nei calcoli potrà essere ottenuto per interpolazione lineare tra i due casi precedenti. Si porrà cioè:

$$\gamma^* = \gamma' + (\gamma - \gamma') d/B = \gamma' + \gamma_w (h_w/B).$$


**Figura 4: Influenza della posizione della falda sul calcolo della capacità portante**

<i>fattori capacità portante</i>	$N_\gamma$ :	$2(Nq+1) \tan\phi'$
	$N_q$ :	$\tan^2(45+\phi'/2)e^{\pi \tan\phi'}$
	$N_c$ :	$(Nq-1) \cotg\phi'$
<i>fattori di forma:</i>	$s_\gamma$ Dir. B:	$1 - 0.4(B'/L)(i_\gamma)$
		Dir. L:
	$s_q$ Dir. B:	$1 + [(B'/L)(\tan\phi')(i_q)]$
		Dir. L:
	$s_c$ Dir. B:	$1 + [(B'/L)(Nq/Nc)]$
		Dir. L:
<i>inclinazione piano posa</i>	$b_\gamma$ Dir. B:	$(1 - \alpha \tan\phi')^2$
		Dir. L:
	$b_q$ Dir. B:	$(1 - \alpha \tan\phi')^2$
		Dir. L:
	$b_c$ Dir. B/L:	$b_q - [(1-b_q) / (N_c \tan(\phi'))]$
<i>affondamento</i>	$d_\gamma$ Dir. B:	1.0
		Dir. L:
	$d_q$ Dir. B:	$1 + [2(\tan\phi')(1-\sin\phi')^2(D/B') \quad (D/B'<1)]$
		Dir. L:
	$d_q$ Dir. B:	$1 + [2(\tan\phi')(1-\sin\phi')^2(D/L') \quad (D/L'<1)]$
		Dir. L:
$d_c$ Dir. B/L:	$d_q - [(1-d_q) / (N_c \cdot \tan(\phi'))]$	
<i>inclinazione del carico</i>	$i_\gamma$ Dir. B:	$[1-0.7 T_B / N]^5$
		Dir. L:
	$i_q$ Dir. B:	$[1-0.5 T_B / N]^5$
		Dir. L:
	$i_c$ Dir. B/L:	$i_q - [(1-i_q) / (N_c \cdot \tan(\phi'))]$
<i>inclinazione piano campagna</i>	$g_\gamma$ Dir. B:	$g_q / \cos\beta$
		Dir. L:
	$g_q$ Dir. B:	$(1 - \tan\beta)^2 \cos\beta$
		Dir. L:
	$g_c$ Dir. B/L:	$g_q - [(1-g_q) / (N_c \tan(\phi'))]$

**Tabella 1: Coefficienti per il calcolo della capacità portante in condizioni drenate**



## 7. STRATIGRAFIA E PARAMETRI GEOTECNICI DI PROGETTO

Di seguito viene esposta la caratterizzazione geotecnica e la stratigrafia di riferimento utilizzata nei calcoli per la verifica/dimensionamento dell'opera in oggetto.

I valori caratteristici dei parametri geotecnici e la stratigrafia di riferimento sono stati desunti dai documenti di riferimento elencati nel § 4. Per eventuali approfondimenti si rimanda ai documenti stessi.

La seguente Tabella 2 riporta i parametri geotecnici caratteristici dei materiali e la successione stratigrafica di progetto in cui si inseriscono le opere di sostegno.

**Tabella 2: Quadro riassuntivo parametri geotecnici e stratigrafia di riferimento**

Unità	DA p,c,	A p,c,	Spesso re $\Delta H$	Peso di volume $\gamma_n$ ,	Angolo resistenza taglio $\varphi'$	Coesione efficace $c'$	Modulo di Young di primo carico $E_{VC}$	Modulo di Young di scarico/ricarico $E_{UR}$
	m	m	m	kN/m <sup>3</sup>	°	kPa	MPa	MPa
Riporti	0	5	5	19	32	0	Variabile	Eur/Evc=1.6
Depositi Alluvionali	5	7	2	19	32	0	Variabile	Eur/Evc=1.6
Serpentiniti cataclasate	7	8	1	19	32	0	50	80
Serpentiniti	8	...	...	22	32	50	130	200

essendo:

$\gamma_n$	=	peso di volume naturale (kN/m <sup>3</sup> )
$c'$	=	coesione efficace (kPa)
$\varphi'$	=	angolo d'attrito in termini di sforzi efficaci
$E_{vc}$	=	modulo elastico di primo carico
$E_{UR}$	=	modulo elastico di scarico/ricarico

Le verifiche della berlinese sono condotte in assenza di falda (falda bilanciata) in quanto è prevista la realizzazione di dreni che consentono lo smaltimento delle acque infiltrate.

GENERAL CONTRACTOR  Consorzio Collegamenti Integrati Veloci	ALTA SORVEGLIANZA  GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE
	IG51-02-E-CV-CL-NV03-0X-005_A00 Tratta 1 – Ponte 1 – Muri d'argine- Relazione di calcolo

## 8. SISMA

Il sisma è stato considerato con riferimento al grado di sismicità del sito S=6.

L'incremento sismico è valutato in accordo a quanto previsto dalla normativa (D.M. 16/1/1996, paragrafo D).

Chiamando  $F$  la spinta in condizioni statiche l'incremento sismico è dato da

$$\Delta F = F_s - F$$

in cui  $F_s$  è la spinta esercitata dal terreno in condizioni sismiche.

$$F_s = A \cdot F' \quad A = \frac{\cos^2(\beta + \theta)}{\cos^2 \beta \cdot \cos \theta} \quad \theta = \arctg(C) \quad C = \frac{S - 2}{100}$$

dove:

S = grado di sismicità;

C = coefficiente di intensità sismica;

$F'$  = spinta del terreno calcolata per  $\beta' = \beta + \theta$  e per  $\varepsilon' = \varepsilon + \theta$ ;

$\beta$  = angolo formato dall'intradosso del muro con la verticale;

$\varepsilon$  = angolo formato dalla superficie del terreno con l'orizzontale.

Tale incremento di spinta viene applicato ad una distanza dalla base del muro pari a 2/3 dell'altezza del muro stesso. Si considera inoltre una forza d'inerzia orizzontale applicata nel baricentro dei pesi:

$$F_i = I \cdot C \cdot \varepsilon \cdot R \cdot \beta \cdot W$$

con  $W$  pari al peso proprio del muro e di tutti i pesi e carichi permanenti sovrastanti la zattera di fondazione.

In base al D.M. 16 gennaio 1996, e in analogia alla spalla del Ponte 1 in adiacenza, si calcola:

- coefficiente di protezione sismica:  $I=1.4$ ;
- coefficiente di intensità sismica:  $C= 0.04$ ;
- coefficiente di fondazione:  $\varepsilon=1.3$ ;
- coefficiente di risposta:  $R=1.0$ ;
- coefficiente di struttura:  $\beta=1.2$ ;

quindi il coefficiente sismico orizzontale è pari a:  $F_h=0.087$ .

GENERAL CONTRACTOR  Consorzio Collegamenti Integrati Veloci	ALTA SORVEGLIANZA  GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE
	IG51-02-E-CV-CL-NV03-0X-005_A00 Tratta 1 – Ponte 1 – Muri d'argine- Relazione di calcolo

Foglio  
19 di 73

## 9. BERLINESE DI MICROPALI CON TIRANTE A CAVALLETTO

### 9.1. Descrizione dell'opera

La berlinese è costituita da una doppia fila di micropali disposti sfalsati, e ha un tirante a cavalletto passivo in testa.

La berlinese ha le seguenti caratteristiche:

Micropali della berlinese:

Diametro di perforazione  $D_p = 220\div 240$  mm;

Armatura con tubolare  $\varnothing=168.3$  e spessore  $sp=16$  mm (acciaio Fe510);

Interasse longitudinale  $i = 0.60$  m;

Interasse trasversale  $i = 0.45$  m

Lunghezza totale micropali:  $L = 11.0$  m;

Lunghezza perforazione  $L = 10.40$  m, e 0.60m di infissione nella trave di coronamento.

Tiranti a cavalletto:

Diametro tubolare  $\varnothing=168.3$  e spessore  $sp=8$  mm (acciaio Fe510);

Diametro di perforazione  $D_p = 220\div 240$  mm;

Interasse  $i = 2.40$  m;

inclinazione rispetto la verticale  $\beta = 35^\circ$

Lunghezza totale micropali:  $L = 14.4$  m;

Lunghezza perforazione  $L = 13.80$  m, e 0.60m di infissione nella trave di coronamento.

Trave di coronamento in c.a. di dimensioni 95 cm x70 cm (calcestruzzo classe C25/30).

### 9.2. Azioni di calcolo

A monte della paratia sono stati considerati i seguenti carichi (in condizioni statiche e sismiche):

- Sovraccarico da traffico  $\Rightarrow$  si assume un carico di superficie con intensità pari a  $Q_{\text{cantiere/traffico}} = 20$  kPa .
- AZIONE SISMICA: Oltre l'azione della spinta statica vengono considerati:
  - o Incremento di spinta sismico  $\Delta F = 24.35$  kN/m agente sull'altezza di scavo ( $H_{\text{scv}} = 7.00$  m). Tale incremento di spinta è considerato applicato a 2/3 dell'altezza di riferimento.
  - o Inerzia rivestimento muro:  $I_{\text{rivestimento}} = 1.1$  kN/ml distribuito sulla altezza di 7.0m.
  - o Una forza di inerzia orizzontale del cordolo di testa:  $I_{\text{cordolo}} = 1.5$  kN/m.

GENERAL CONTRACTOR  Consorzio Collegamenti Integrati Veloci	ALTA SORVEGLIANZA  GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE
	IG51-02-E-CV-CL-NV03-0X-005_A00 Tratta 1 – Ponte 1 – Muri d'argine- Relazione di calcolo
	Foglio 20 di 73

### 9.2.1. *Urto di veicolo in svio*

Come accennato in premessa, sulle travi di coronamento delle berlinesi sono previsti dei sicurvia. Per il dimensionamento delle opere si è fatto riferimento all'urto previsto dalla Normativa sui parapetti dei ponti stradali che prevede l'applicazione di una forza di 45 kN ad una altezza di 0.60 m rispetto al piano viabile.

Per la ripartizione di tale forza tra i micropali della berlinese si è considerato uno schema di trave infinitamente estesa su suolo elastico, nella quale la reazione elastica è fornita dai pali della paratia. Detta P la forza d'urto concentrata in un punto del parapetto di ascissa  $x=0$ , il momento sollecitante prodotto sulla trave di coronamento risulta pari a:

$$M = C \frac{P}{4\lambda}$$

$$T = D \frac{P}{2}$$

In cui:

C e D = 1 (nel punto di applicazione della forza a  $x=0$ ): costanti elastiche dipendenti dalla lunghezza d'onda propria della trave di ripartizione;

l = inverso della lunghezza d'onda caratteristica della trave su suolo elastico definita come

$$\lambda^4 = \frac{K}{4EI}$$

Dove:

K = modulo di reazione dipendente dalla rigidezza della paratia;

EJ = Ecls  $\times$  (bh<sup>3</sup>/12): rigidezza della trave di coronamento, a favore di sicurezza si considera il contributo della sola veletta di contenimento.

Il valore di K viene stimato tramite il programma Paratie valutando lo spostamento elastico in testa alla berlinese a sbalzo (condizione più sfavorevole) prodotto dall'applicazione di un carico unitario.

Poiché tale spostamento risulta minimo pari a circa 0.1 mm il valore di K è assunto uguale a K=16000kN/m.

Noti i valori di K ed EJ il valore di  $\lambda$  è dato da:

$$\lambda = 0.22 \text{ m}^{-1}$$

GENERAL CONTRACTOR  Consorzio Collegamenti Integrati Veloci	ALTA SORVEGLIANZA  GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE
	IG51-02-E-CV-CL-NV03-0X-005_A00 Tratta 1 – Ponte 1 – Muri d'argine- Relazione di calcolo
	Foglio 21 di 73

Nota il valore di  $\lambda$  è quindi possibile ricavare la larghezza di influenza su cui ripartire le sollecitazioni flettenti e taglianti generate dall'urto del veicolo.

Poiché, il valore della sollecitazione flettente si annulla ad una distanza  $x$  dal punto di applicazione della forza pari a:

$$x = \frac{\pi / 4}{\lambda}$$

la sollecitazione dovuta all'urto si può ripartire su una distanza  $L_i$  pari a:

$$L_i = 2 x = 2 \times 3.57 = 7.1 \text{ m}$$

Per la berlinese "a cavalletto", a favore di sicurezza, il dimensionamento verrà effettuato considerando una larghezza di influenza pari a 2 volte l'interasse tiranti,  $L=4.8\text{m}$ .

Si ha quindi:

$$\text{Hurto} = 45/4.8 = 9.38 \text{ kN/ml};$$

$$\text{Murto} = 45 \times 0.6/4.8 = 5.63 \text{ kNm/ml}.$$

### 9.3. Fasi e dati di calcolo

Di seguito le fasi di calcolo e lo schema dello scavo:

- Fase 0: start – nihil
- Fase 1: condizione geostatica:
  - quota zero al piano campagna;
  - applicazione della falda alla profondità di 5.0m da p.c.; tale profondità si riferisce alla quota di fondo alveo;
- Fase 2:realizzazione
  - del cordolo di testa in c.a. di dimensioni 95cmx70cm;
  - e della berlinese fino alla profondità di -11.10m da piano campagna (lunghezza micropalo  $L=11\text{m}$  di cui 0.6m nel cordolo di testa);
  - applicazione del sovraccarico accidentale  $q=20\text{kPa}$ ;
- Fase 3: realizzazione del tirante a cavalletto;
- Fase 4: scavo alla profondità di 7.0m da piano campagna (fondo scavo  $\Delta H_{scv}=7.0\text{m}$ );
- Fase 5: Piena:
  - profondità del fondo scavo -7.0m da quota zero;
- Fase 6: Realizzazione del rivestimento del muro:
  - profondità del fondo scavo -5.5m da quota zero;

➤ Fase 7: Urto:

- Momento concentrato in testa  $M=5.63\text{kNm/ml}$
- Forza orizzontale concentrata in testa:  $H=9.38\text{kN/ml}$

➤ Fase 6: Sisma:

- assenza di carichi accidentali
- incremento di spinta sismica  $\Delta S=24.35\text{kN/ml}$  applicato su una altezza di 7.0 m (altezza max scavo) con distribuzione triangolare rovescia;
- Inerzia cordolo di testa:  $I_{\text{cordolo}}=1.50\text{kN/ml}$ ;
- Inerzia rivestimento del muro:  $I_{\text{rivestimento}}=1.10\text{kN/ml}$  distribuita su una altezza di 7m.

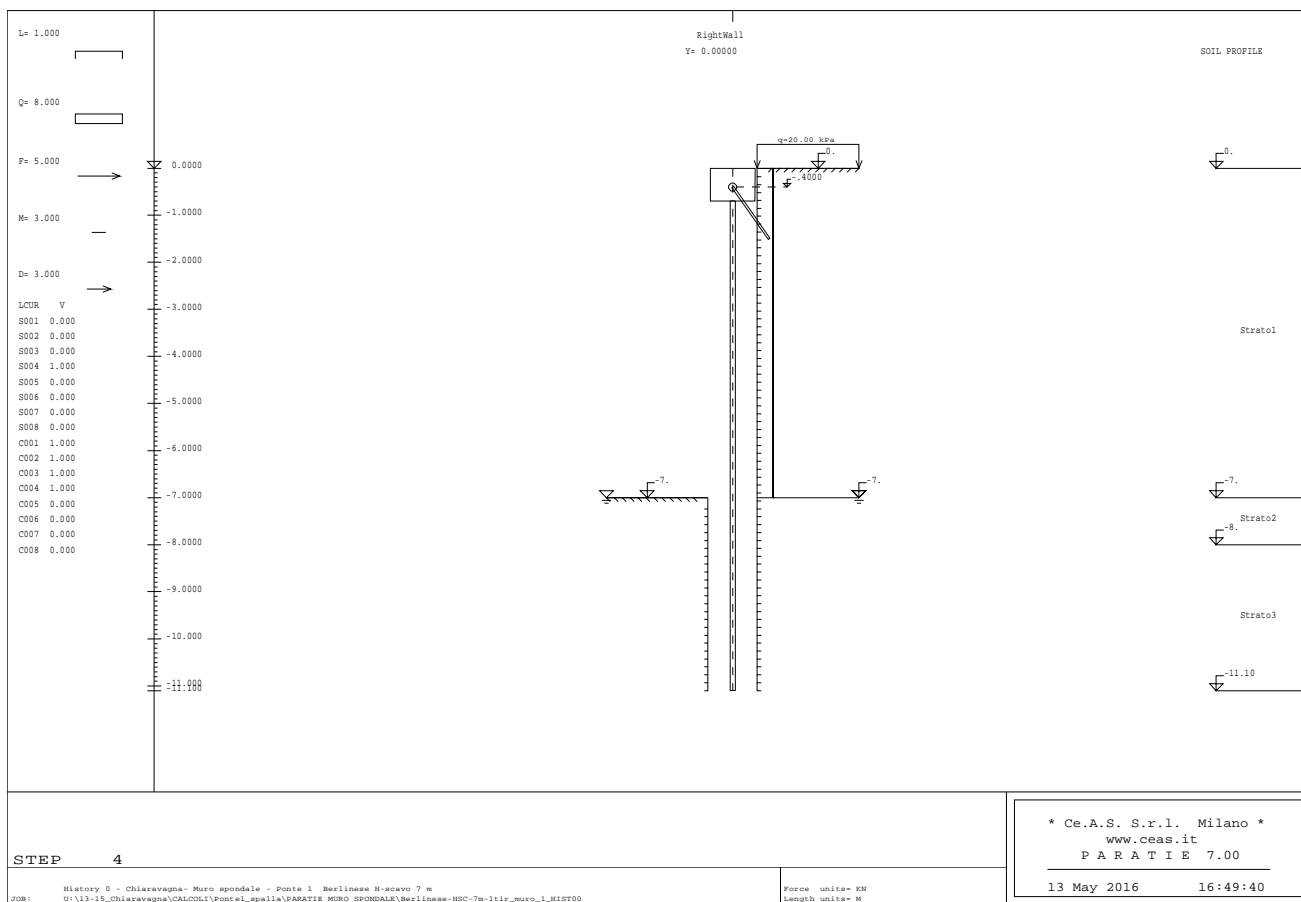


Figura 5: Schema berlinese, massimo scavo

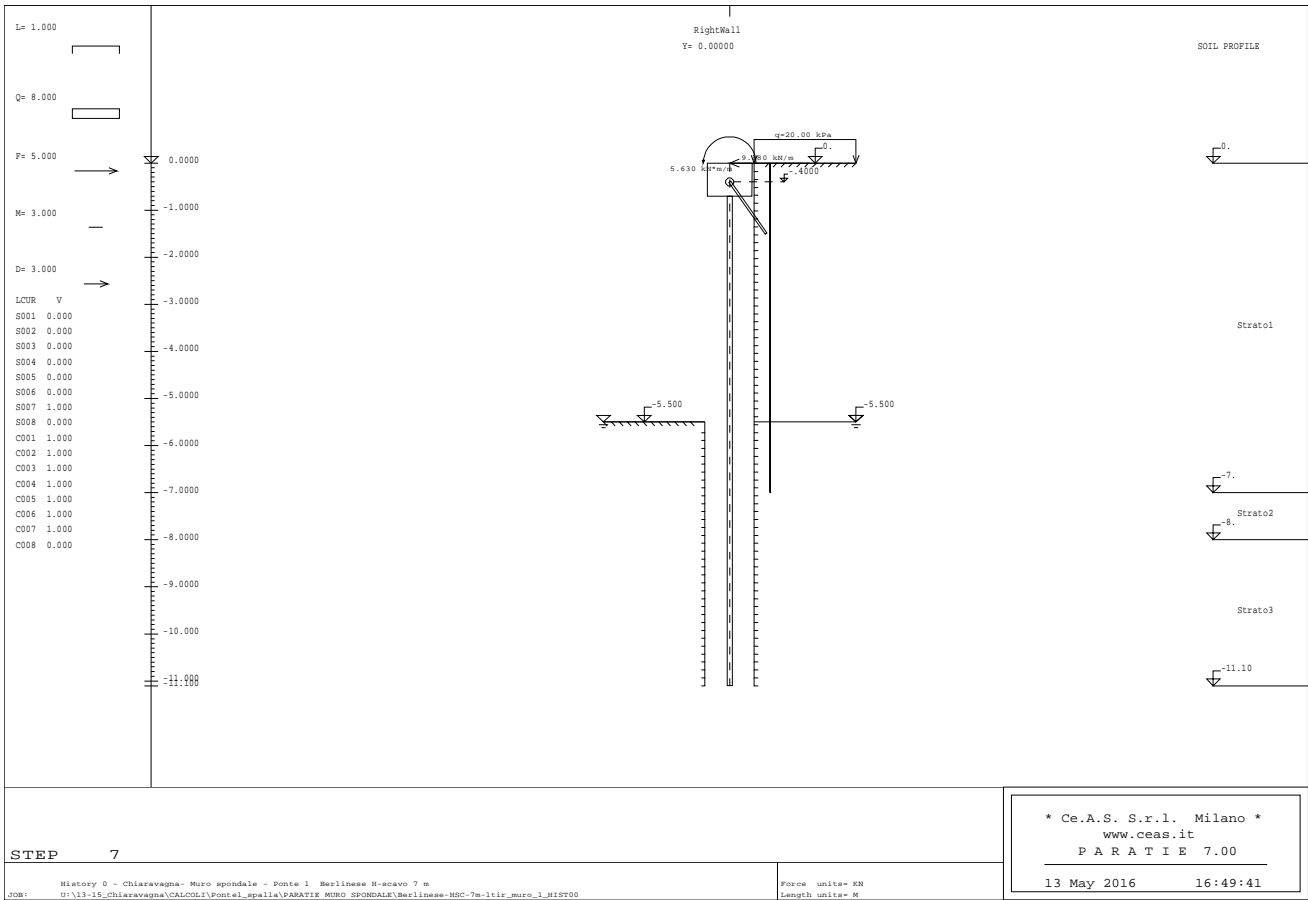


Figura 6: Schema berlinese, con urto

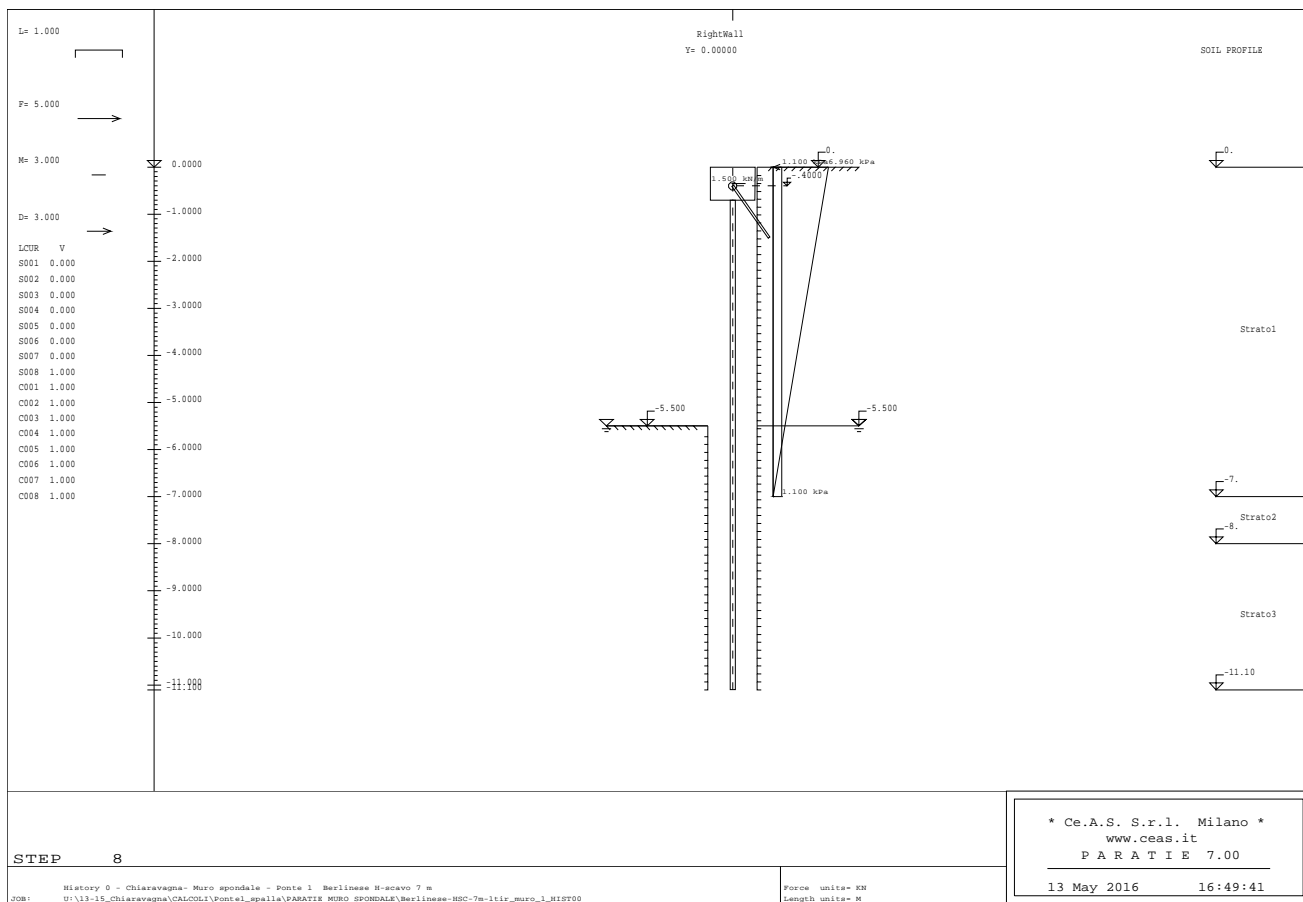


Figura 7: Schema berlinese, in presenza di sisma

I parametri geotecnici caratteristici adottati per il dimensionamento dell'opera di sostegno, la stratigrafia di progetto e le ipotesi di falda sono state espone nei paragrafo § 7.

Per quanto concerne la definizione dei coefficienti di spinta attiva e passiva per ogni strato costituente la stratigrafia del sito, sono state assunte le seguenti ipotesi di calcolo:

Statica: Angolo d'attrito terreno-paratia =  $2/3$  angolo di resistenza al taglio;

Sismica: Angolo d'attrito terreno-paratia = 0 angolo di resistenza al taglio;

Coefficienti di spinta attiva e passiva definito in accordo a Caquot e Kerisel (1948),



GENERAL CONTRACTOR  Consorzio Collegamenti Integrati Veloci	ALTA SORVEGLIANZA  GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE
	IG51-02-E-CV-CL-NV03-0X-005_A00 Tratta 1 – Ponte 1 – Muri d'argine- Relazione di calcolo
	Foglio 25 di 73

Sulla base delle ipotesi suddette, nella seguente tabella si riportano i coefficienti caratteristici di spinta attiva e passiva per ogni strato.

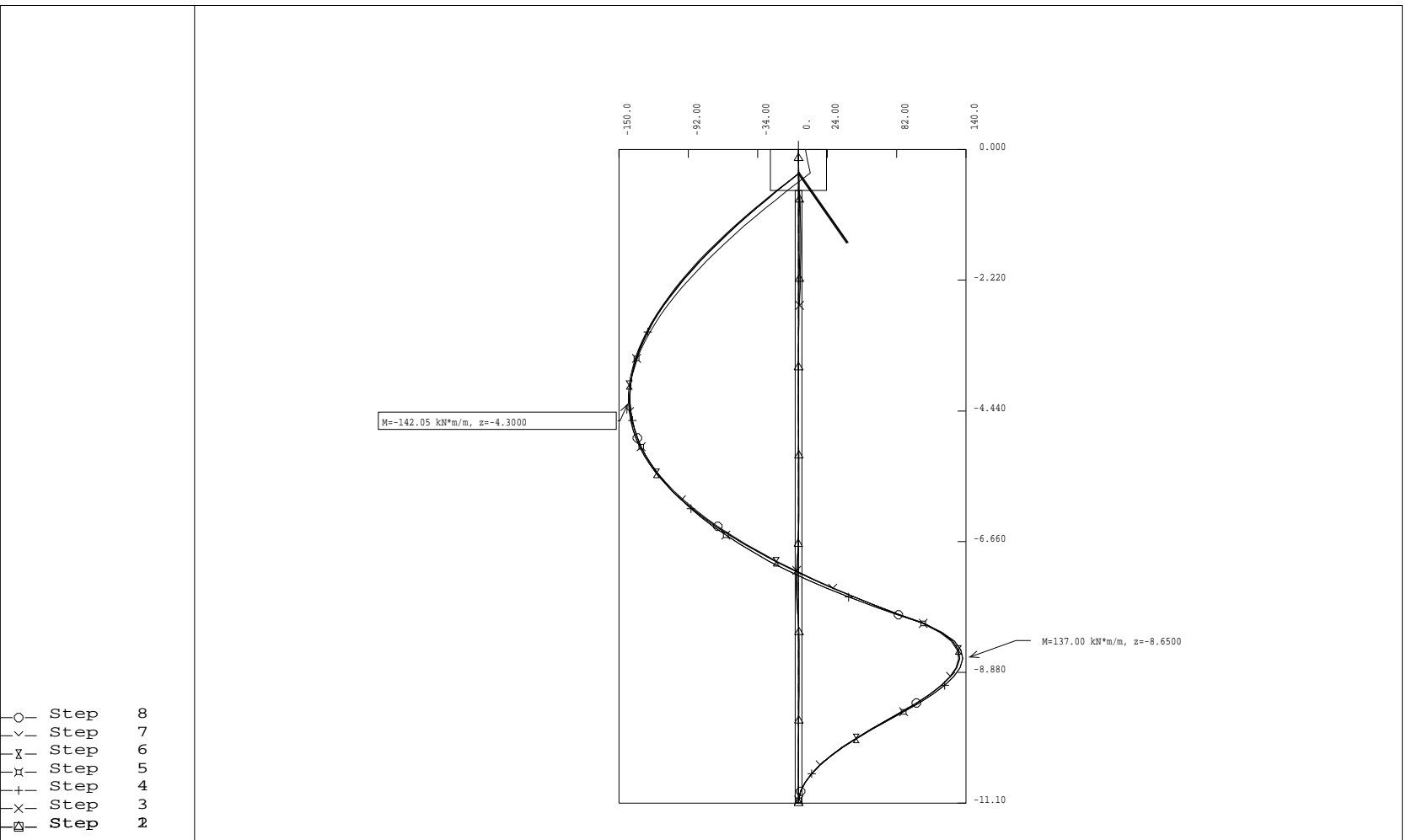
**Tabella 3 – Coefficienti di spinta caratteristici**

Litotipo	$\delta/\varphi$	STATICA			SISMICA		
		$k_a$	$k_p$	$k_0$	$\delta/\varphi$	$k_{aE}$	$k_{pE}$
Riperti	0.67	0.256	5.79	0.470	0.0	0.360	3.16
Dep.Alluvionali	0.67	0.256	5.79	0.470	0.0	0.360	3.16
Serpentiniti cataclaste	0.67	0.256	5.79	0.470	0.0	0.360	3.16
Serpentiniti	0.67	0.256	5.79	0.470	0.0	0.360	3.16

#### 9.4. Risultati di calcolo

Di seguito sono schematizzati i risultati principali del dimensionamento della berlinese di sostegno. Per i dettagli di calcolo si rimanda agli allegati in coda.

condizione	Paratia		Tirante	Spostamenti	Spinta passiva
	M (kNm/ml)	T (kN/ml)	H (kN/ml)	$\delta$ (mm)	(%)
sisma	142.05	146.33	134.0	37.550	30



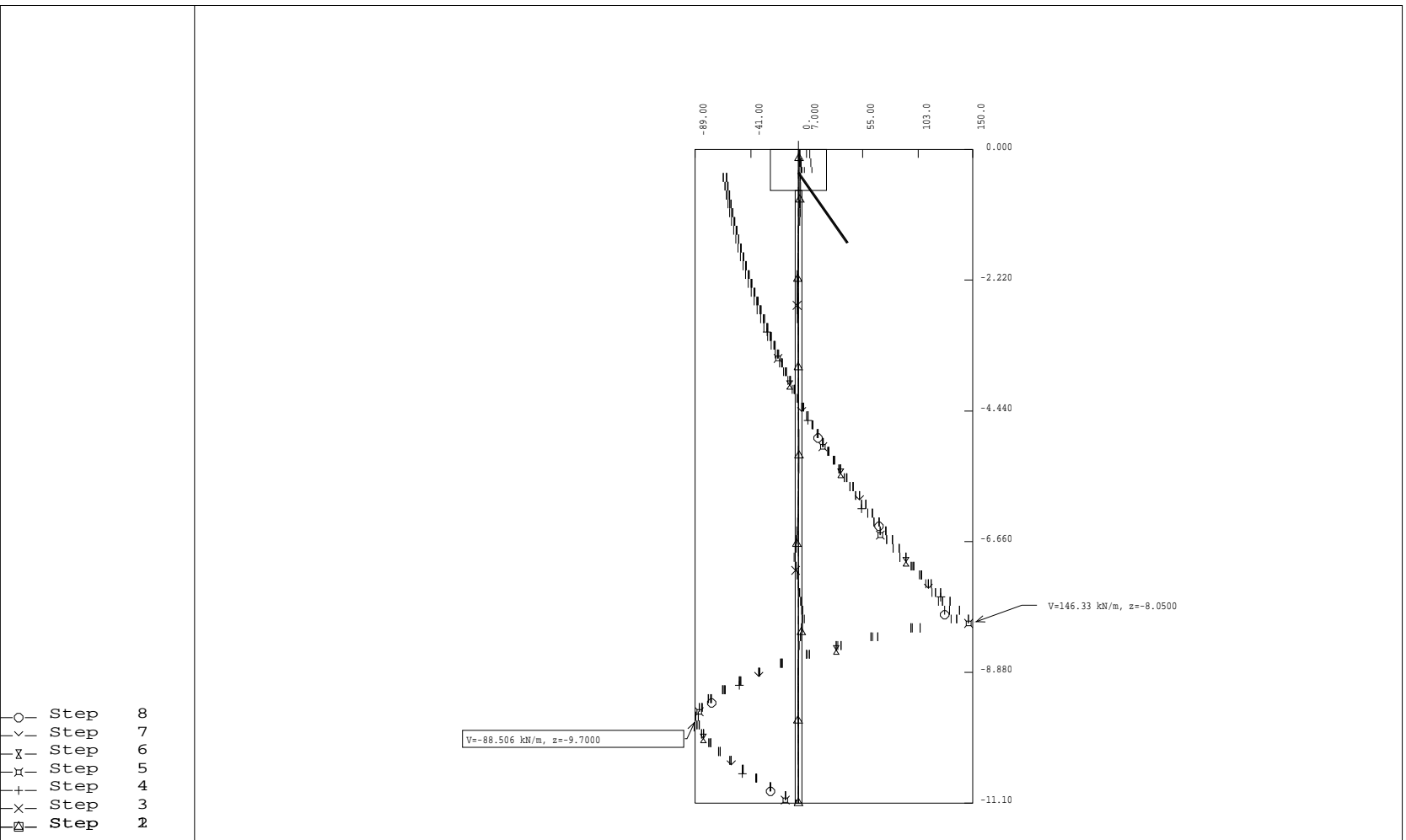
BENDING MOMENTS [kN\*m/m]  
 RANGE FROM 1 TO 8 GEOM. SCALE:0.86

History 0 - Chiaravagna- Muro spondale - Ponte 1 Berlinese H-scavo 7 m  
 JOB: U:\13-15\_Chiaravagna\CALCOLI\Ponte1\_spalla\PARATIE MURO SPONDALE\berlinese-HSC-7m-ltir\_muro\_1\_HIST00

Force units= KN  
 Length units= M

\* Ce.A.S. S.r.l. Milano \*  
 www.ceas.it  
 P A R A T I E 7.00  
 13 May 2016 16:54:34

Figura 8: Berlinese muro spondale, andamento momenti



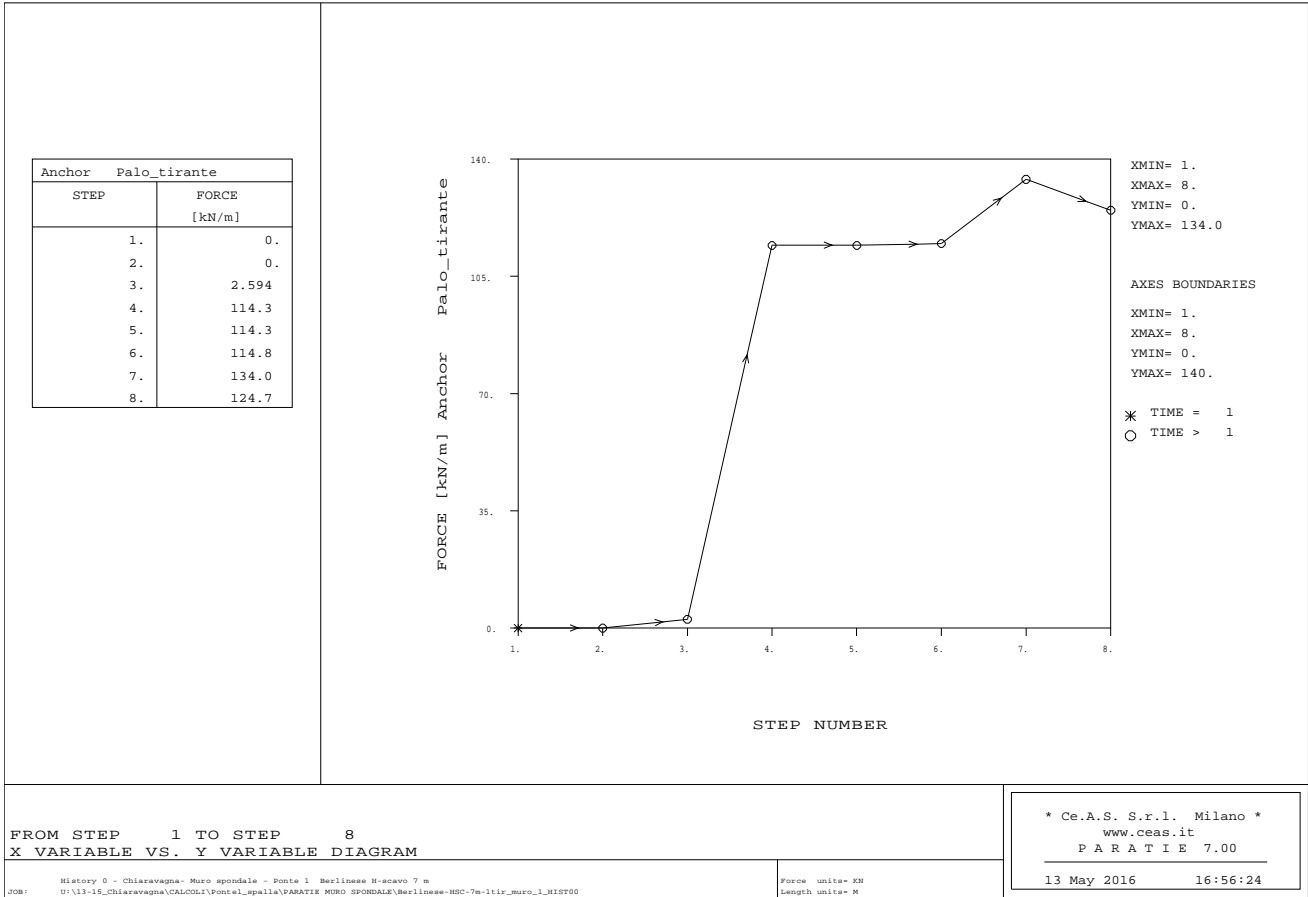
SHEAR FORCES [kN/m]  
 RANGE FROM 1 TO 8 GEOM. SCALE:0.86

\* Ce.A.S. S.r.l. Milano \*  
 www.ceas.it  
 P A R A T I E 7.00  
 13 May 2016 16:55:39

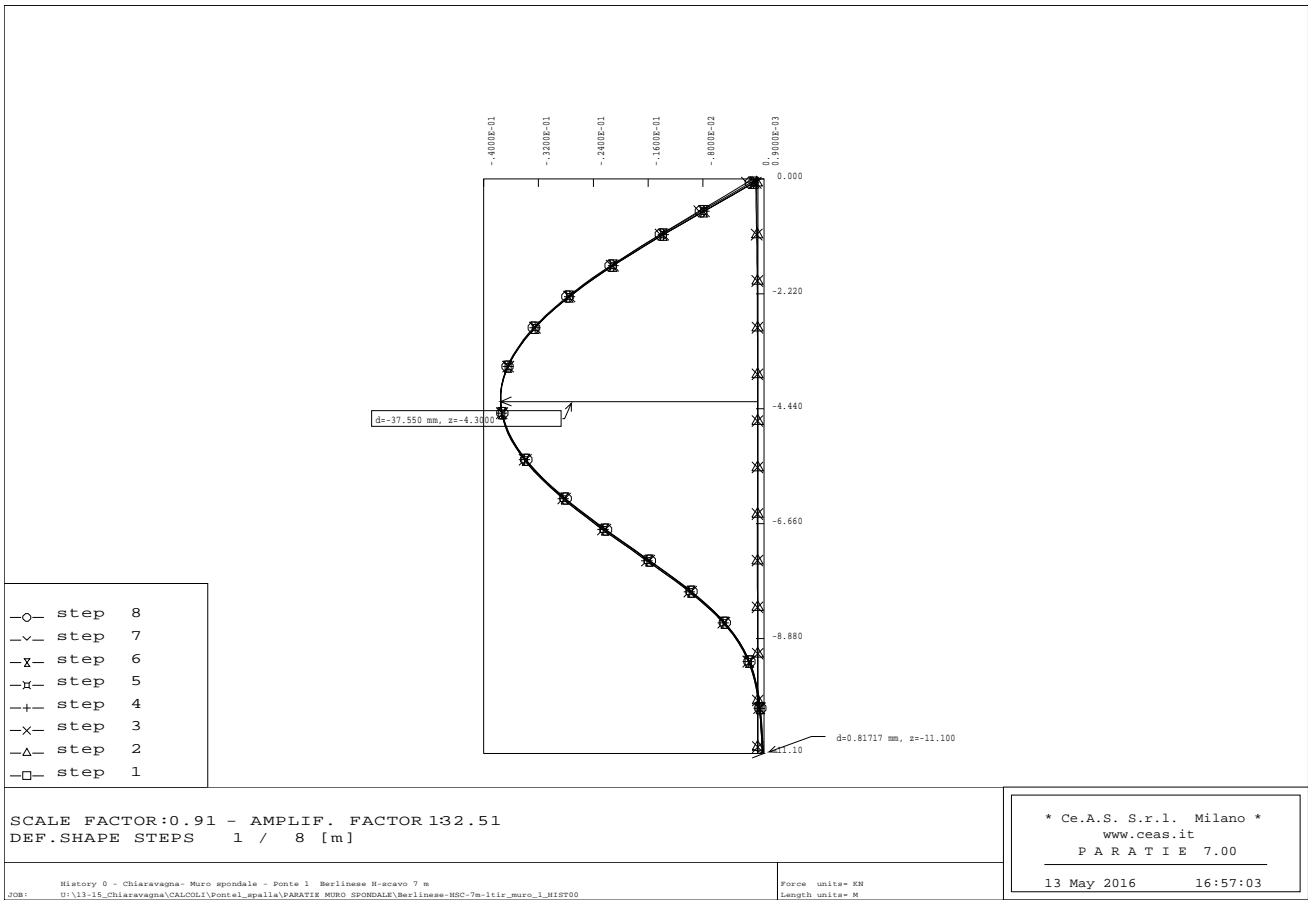
History 0 - Chiaravagna- Muro spondale - Ponte 1 Berlinese H-scavo 7 m  
 JOB: U:\13-15\_Chiaravagna\CALCOLI\Ponte1\_spalla\PARATIE MURO SPONDALE\berlinese-HSC-7m-ltir\_muro\_1\_HIST00

Force units= KN  
 Length units= M

Figura 9: Berlinese muro spondale, andamento taglio



**Figura 10: Berlinese muro spondale, andamento tiro tirante**



**Figura 11: Berlinese muro spondale, andamento spostamenti**

### 9.5. Verifica strutturale dei micropali

La berlinese è stata prevista con micropali armati con tubolari in acciaio con diametro  $\varnothing = 168.3$  mm e spessore 16.0 mm (Acciaio Fe510), e disposti sfalsati su doppia fila a interasse pari a 0.6 m.

La berlinese è una opera definitiva. Lo spessore maggiorato del tubolare tiene conto del fenomeno della corrosione. Considerato una corrosione, secondo i criteri della FHWA (Tabella 4), di 1.6mm lo spessore di calcolo dell'armatura del micropalo risulta pari a  $s_{ridotto}=14.4$ mm.

**Table 4-7. Minimum Dimensions (mm) of Shell Thickness as Corrosion Protection**

Soil Type	Service Life (years)			
	25	50	75	100
Not Aggressive	0.25	0.60	0.70	0.80
Barely Aggressive	1.00	1.60	2.00	2.50
Very Aggressive	2.50	4.00	5.00	6.00

Source: CCTG, 1993.

**Tabella 4: Sovrappessori per corrosione (FHWA)**

Di seguito la scheda di verifica. La verifica risulta soddisfatta.

### Micropali

#### Geometria

Diametro esterno della sezione tubolare	d	=	168.3	mm
Spessore della sezione tubolare	t	=	14.4	mm
Diametro interno della sezione tubolare	d <sub>int</sub>	=	139.5	mm
Area sezione	A	=	6962.3	mm <sup>2</sup>
Momento di inerzia della sezione	I	=	2079.3	cm <sup>4</sup>
Modulo di resistenza elastico	W	=	247.1	cm <sup>3</sup>
Momento statico di metà sezione	S <sub>A/2</sub>	=	171.03	cm <sup>3</sup>

#### Azioni di progetto

Sforzo normale	N <sub>Ed</sub>	=	0.0	kN
Momento flettente	M <sub>Ed</sub>	=	48.7	kN m
Taglio	V <sub>Ed</sub>	=	50.2	kN
interasse	i	=	0.343	m

#### Verifica in campo elastico

Tensione normale	σ <sub>x,Ed</sub>	=	197.18	MPa
Tensione tangenziale	τ <sub>ED</sub>	=	14.33	MPa
Sigma ideale	σ <sub>id</sub>	=	197.3	-
Tipo acciaio	Fe		510	
Sigma ammissibile	σ <sub>adm</sub>		240	
	σ <sub>id</sub> < σ <sub>adm</sub>			ok

$$\sigma_{id} = \pm \sqrt{\sigma_x^2 + \sigma_y^2 - \sigma_x \sigma_y + 3 \tau_{xy}^2}$$

$$\sigma_{id} = \pm \sqrt{\sigma_x^2 + 3 \tau_{xy}^2}$$

GENERAL CONTRACTOR 	ALTA SORVEGLIANZA 	
	IG51-02-E-CV-CL-NV03-0X-005_A00 Tratta 1 – Ponte 1 – Muri d'argine- Relazione di calcolo <table border="1" data-bbox="1420 224 1532 291"> <tr> <td>Foglio 32 di 73</td> </tr> </table>	Foglio 32 di 73
Foglio 32 di 73		

## 9.6. Verifica tirante

La berlinese è stata prevista con tiranti definitivi a cavalletto realizzati da un micropalo armato con tubolare in acciaio con diametro  $\varnothing = 168.3$  mm e spessore 8.0 mm (Acciaio Fe510), disposti a interasse pari a 2.4 m, inclinazione di  $35^\circ$  rispetto la verticale e lunghezza di 14.4m di cui 0.6 nel cordolo della berlinese.

Considerato una corrosione, secondo i criteri della FHWA (Tabella 4), di 1.6mm lo spessore di calcolo dell'armatura del micropalo risulta pari a  $s_{ridotto}=6.4$ mm.

Di seguito la scheda di verifica. La verifica risulta soddisfatta.

Diametro esterno nominale	D	168.30 [mm]
Spessore nominale	T	8.00 [mm]
Corrosione	c	1.60 [mm]
Diametro interno nominale	d	155.50 [mm]
<b>Area della sezione trasversale</b>	<b>A</b>	<b>32.6 [cm<sup>2</sup>]</b>



**Micropali passivo a Cavalletto**

Tiro di calcolo	T	=	134	kN/ml
interasse	i	=	2.4	m
Tiro di Esercizio	N <sub>ES</sub>	=	321.6	kN

**Verifica strutturale**

secondo prescrizioni AICAP

Sollecitazione assiale di esercizio nell'elemento di ancoraggio	N <sub>ES</sub>	=	321.6	kN
Area della sezione resistente dell'elemento di ancoraggio	A	=	32.6	cm <sup>2</sup>
Resistenza caratteristica a rottura di trazione del materiale che costituisce l'elemento di ancoraggio	f <sub>ptk</sub>	=	510	N/mm <sup>2</sup>

$$N_{ES} \leq 0.6 \times 0.9 \times A \times f_{ptk}$$

Resistenza ammissibile: 0.6 0.9 A f <sub>ptk</sub>	R <sub>adm</sub>	=	896	kN
	La verifica è	:	<b>soddisfatta</b>	

**Verifica geotecnica del tratto di fondazione**

secondo prescrizioni AICAP

$$\pi \times (\alpha \times D) \times L_A \times \tau_{LIM} \geq FS \times N_{ES}$$

Diametro nominale del tratto attivo	D	=	0.24	m
Coefficiente empirico correlato con la metodologia di esecuzione delle iniezioni del tratto di fondazione	$\alpha$	=	1	
Aderenza unitaria limite fra fondazione e terreno	$\tau_{LIM}$	=	150	kN/m <sup>2</sup>
<u>tirante provvisorio o definitivo?</u>		:	<b>definitivo</b>	
Coefficiente di sicurezza globale	FS	=	2.5	
Tratto di fondazione dell'elemento di ancoraggio	L <sub>A</sub>	=	7.1	m

**Geometria tirante**

Tratto libero di ancoraggio	L <sub>L</sub>	=	6.8	m
Tratto di fondazione dell'elemento di ancoraggio	L <sub>A</sub>	=	7.1	m
Lunghezza perforazione dell'ancoraggio	L <sub>t</sub>	=	13.9	
Tratto di ancoraggio all'interno del cordolo		=	0.2	m
Lunghezza totale dell'ancoraggio	L <sub>tot</sub>	=	14.1	m

GENERAL CONTRACTOR  Consorzio Collegamenti Integrati Veloci	ALTA SORVEGLIANZA  GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE
	IG51-02-E-CV-CL-NV03-0X-005_A00 Tratta 1 – Ponte 1 – Muri d'argine- Relazione di calcolo
	Foglio 34 di 73

### 9.6.1. Verifica ancoraggio testa tirante

Per quanto concerne le verifiche dei micropali-tirante delle berlinesi, il tiro massimo di calcolo proveniente dall'analisi viene confrontato con quello ammissibile per il tubo di armatura e con quello ammissibile della fondazione (verifica del bulbo d'ancoraggio).

Come risulta dai tabulati Paratie, la massima sollecitazione assiale a metro sui micropali tirante risulta pari a 155.4 kN/m da cui si ricava un tiro massimo:

$$N_{\max} = 134.0 \times 2.4 = 321.6 \text{ kN}$$

I pali tirante sono tutti armati con  $\varnothing$  168.3 sp 8 mm; la tensione massima nei pali di armatura risulta quindi:

$$\sigma = \frac{N_{\max}}{A} = 98.8 \text{ MPa} < \sigma_{\text{amm}}$$

Per un tubo di armatura di diametro 168.3 mm la superficie di aderenza (considerato un tratto immerso nella trave di coronamento pari a 50 cm) risulta di 0.264 m<sup>2</sup>

Si ha quindi una  $\tau$  di aderenza tra acciaio e calcestruzzo pari a:

$$T_{\max} = 321.6 \text{ kN}$$

$$\tau = T_{\max}/A_l = 1.22 \text{ MPa}$$

Tale valore risulta superiore al limite  $1.5 t_{c0}$  ( $1.5 \cdot 0.60 = 0.90 \text{ MPa}$ ) valido per barre tonde lisce.

Si è quindi inserito sulla testa dei micropali un piatto saldato, irrigidito da appositi fazzoletti che ha lo scopo di trasmettere la forza di sfilamento come forza di compressione sul calcestruzzo della trave di coronamento.

Considerando un piatto di dimensioni 280 x 280 mm e spessore 16 mm, e trascurando totalmente l'attrito tra palo e calcestruzzo, lo sforzo sul calcestruzzo risulta:

$$\sigma_c = 321.6 / (0.28^2 - 0.022) = 5.7 \text{ MPa} < \sigma_{c,\text{amm}}$$

La verifica a punzonamento nell'intorno della piastra, considerando un perimetro di diffusione pari a 0.50 x 4 m risulta:

$$\tau_c = 321.6 / (0.5 \times 2.56) = 0.25 \text{ MPa} < \tau_{c0}$$

La verifica dello spessore della piastra di acciaio porge i seguenti valori di tensione:

<p>GENERAL CONTRACTOR</p> 	<p>ALTA SORVEGLIANZA</p> 
	<p>IG51-02-E-CV-CL-NV03-0X-005_A00 Tratta 1 – Ponte 1 – Muri d'argine- Relazione di calcolo</p> <p style="text-align: right;">Foglio 35 di 73</p>

$$\sigma_s = M/W = (5.7 \times 55^2/2) / (16^3/6) = 203.0 \text{ MPa}$$

dove 55 mm è la distanza tra tubo e bordo libero della piastra.

Le sollecitazioni alla base delle costolature di irrigidimento sono pari a

$$T = 321.6 / 4 = 80.40 \text{ kN}$$

$$M = 80.40 \times 0.05 = 4.02 \text{ kNm}$$

L'area di attacco delle costolature è pari a 150 x 10 mm da cui discendono i seguenti valori di tensione:

$$\sigma_s = \frac{M}{W} = 107.20 \text{ MPa}$$

$$\tau_s = \frac{T}{A} = 53.60 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{id} = 107.9 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{id} < \sigma_{amm}$$

### 9.7. Verifica trave di testa berlinese

E' prevista una trave di coronamento in c.a. di dimensioni 95 cm x70 cm (calcestruzzo classe C25/30).

I valori massimi delle sollecitazioni flettenti e taglianti alla testa dei cordoli delle paratie sono dati da:

$$M_{tr} = 134.0 \times 2.40^2 / 10 = 77.20 \text{ kNm}$$

$$H_{tr} = 134.0 \times 2.40 / 2 = 160.80 \text{ kN}$$

Si dispongono: correnti sul lato di 70cm: 5+5  $\varnothing$  20 (interni ed esterni) e staffe  $\varnothing$  16/20 cm.

<b>Momento massimo</b>	M =	77.20	kNm
<b>Taglio massimo</b>	T =	160.80	kN
<b>Verifiche di resistenza</b>			
Asse neutro (da lembo compresso)	x =	17.87	cm
Momento di inerzia sezione parzializzata	J =	1094762	cm <sup>4</sup>
tensione cls	$\sigma_c$ =	1.26	MPa
tensione acciaio layer 1	$\sigma_{s1}$ =	-74.6	MPa
tensione acciaio layer 2	$\sigma_{s2}$ =		MPa
<b>Verifica a fessurazione</b>			
tensione cls per fessurazione	$\sigma_c$ =	1.26	MPa
tensione acciaio per fessurazione	$\sigma_{s1}$ =	74.6	MPa
momento di prima fessurazione	$M_{fck}$ =	261.09	kNm
momento di apertura fessure	$M_{fctm}$ =	310.82	kNm
tensione acciaio per $M_{fctm}$	$\sigma_{sr}$ =	300.4	MPa
		$M_{cr} > M$	mm
<b>Verifica a taglio</b>			
massimo sforzo di taglio	$\tau_{max}$ =	0.29	MPa

La sezione è verificata, non si ha apertura di fessure.

## 10. RIVESTIMENTO MURO SPONDALE

Il rivestimento della berlinese non ha funzioni strutturali.

In rivestimento della berlinese ha il paramento di spessore di 0.5 m e altezza di riferimento dallo spiccato di 6.5m.

La fondazione, piccola, ha sviluppo unicamente verso valle; la base è larga 1.0 m e l'altezza 0.5 m.

La quota di imposta delle fondazioni dei muri spondali è stata approfondita rispetto alla massima quota dell'alveo esistente al fine di:

- attestarsi in ogni caso alla quota del substrato roccioso (stimato prudenzialmente da rilievi geologici a profondità massima di circa 2 m dal fondo alveo attuale);
- impedire lo scalzamento della fondazione in caso di piena con TR=200 anni.

Nella seguente Figura è illustrato lo schema del rivestimento del muro spondale:

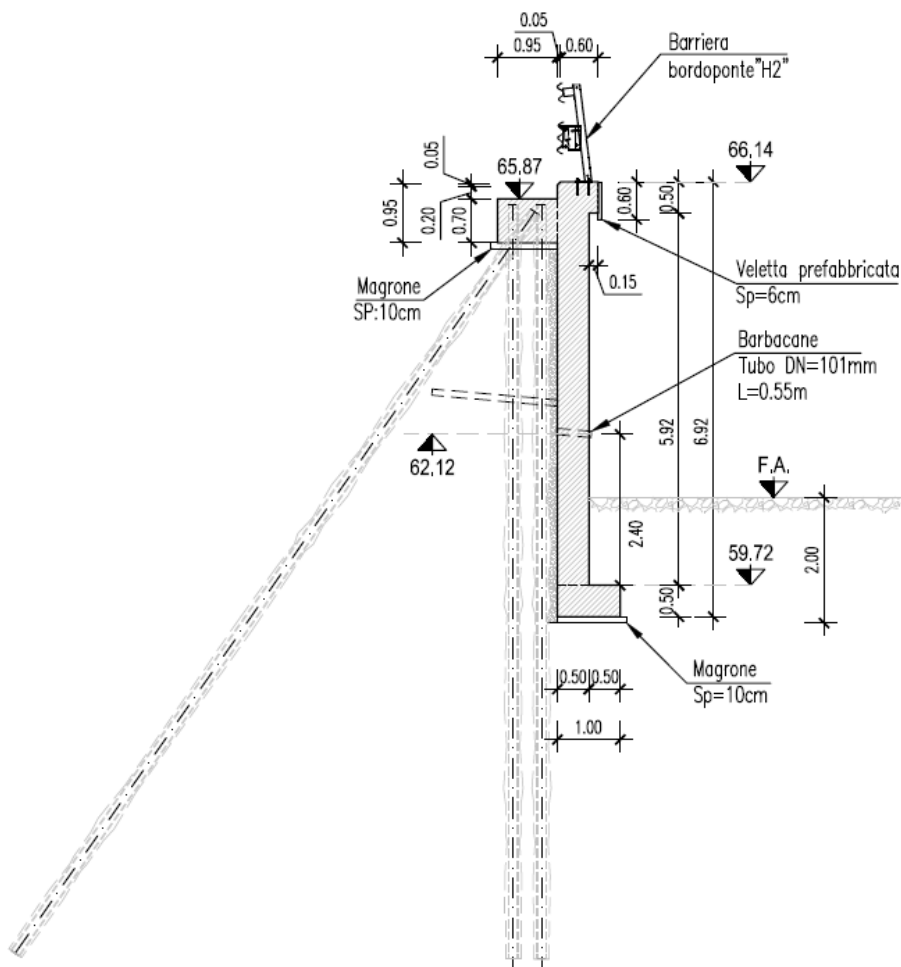


Figura 12: Ponte 1, Muro d'argine, schema carpenteria

### 10.1. Carichi

Il rivestimento non ha ruolo strutturale; si considerano i soli pesi propri della struttura in c.a., considerando un  $\gamma_{cls} = 25 \text{ kN/m}^3$ .

### 10.2. Azioni a intradosso fondazione

Le singole azioni caratteristiche e le combinazioni dei carichi a intradosso fondazione (baricentrico):

Statica	N	bracci	M <sub>baricentrico</sub>	T	trasporto	MO <sub>static_Stabiliz</sub>	MO <sub>static_Rib</sub>
	kN/ml	m	kNm/ml	kN/ml	m	kNm/ml	kNm/ml
Fondazione	6.25	0.25	1.6	0	0.25	-1.6	0
Paramento	88.75	0.25	-22.2	0	0.75	-66.6	0
Peso rinterro (H=0.5m)	5.5	0.25	1.4	0	0.25	-1.4	0
	<b>N<sub>ST</sub></b>		<b>M<sub>ST</sub></b>	<b>T<sub>ST</sub></b>		<b>M<sub>0_static_Stab</sub></b>	<b>M<sub>0_static_Rib</sub></b>
<b>SOMMA STATICA</b>	<b>100.5</b>		<b>-19.25</b>	<b>0</b>		<b>-69.5</b>	<b>0.0</b>

Sisma	N	bracci	M <sub>baricentrico</sub>	T	trasporto	MO <sub>sism_Stabiliz</sub>	MO <sub>sism_Rib</sub>
Kh: 0.087	kN/ml	m	kNm/ml	kN/ml	m	kNm/ml	kNm/ml
inerzia Fondazione	0	0.25	0.1	0.5	0.25	0	0.1359375
inerzia Paramento	0	3.5	27.0	7.7	3.5	0	27.024375
inerzia rinterro	0	0.25	0.1	0.5	0.25	0	0.119625
	<b>N<sub>inerzie</sub></b>		<b>M<sub>inerzie</sub></b>	<b>T<sub>inerzie</sub></b>		<b>M<sub>0_inerzie_Stab</sub></b>	<b>M<sub>0_inerzie_Rib</sub></b>
	<b>0</b>		<b>27.3</b>	<b>8.7</b>		<b>0.00</b>	<b>27.28</b>
	<b>N<sub>SS</sub></b>		<b>M<sub>SS</sub></b>	<b>T<sub>SS</sub></b>		<b>M<sub>0_sis_Stab</sub></b>	<b>M<sub>0_sis_Rib</sub></b>
<b>SOMMA SISMICA</b>	<b>100.5</b>		<b>8.0</b>	<b>8.7</b>		<b>-69.5</b>	<b>27.3</b>

### 10.3. Verifica capacità portante e scorrimento della fondazione

La fondazione ha sviluppo unicamente verso valle; la base è di 1.0 m e altezza 0.5 m.

Nelle impostazioni di progetto la fondazione è stata approfondita in funzione della profondità del sub-strato roccioso, attestando la fondazione alla quota del substrato roccioso - Serpentiniti.

Di seguito sono espone le verifiche di capacità portante e scorrimento della fondazione per le combinazioni più significative.

Il rapporto fra il carico limite in fondazione e la componente normale della risultante dei carichi

trasmessi dal muro sul terreno di fondazione deve essere superiore a:  $\frac{Q_u}{R} \geq FS = 2$

La verifica a scorrimento risulta soddisfatta se il rapporto fra la risultante delle forze resistenti allo scivolamento  $F_r$  e la risultante delle forze che tendono a fare scorrere il muro  $F_s$  risulta maggiore di

$$\frac{F_s}{F_r} \geq FS = 1.3.$$

Le verifiche risultano soddisfatte.

### 10.3.1. Combinazione statica

#### Sollecitazioni di calcolo

N	T <sub>B</sub>	T <sub>L</sub>	M <sub>B</sub>	M <sub>L</sub>
[kN]	[kN]	[kN]	[kNm]	[kNm]
100.5	0.0	0.0	19.250	0.0

#### Fondazione

nastriforme
-------------

#### Terreno

sabbioso-ghiaioso
-------------------

#### Parametri geotecnici

$\gamma_{TOT}$	c'	$\phi'$	q'	h <sub>w</sub>	$\gamma'_1$	$\gamma'_{2B}$	$\gamma'_{2L}$
[kN/m <sup>3</sup> ]	[kPa]	[°]	[kPa]	[m]	[kN/m <sup>3</sup> ]	[kN/m <sup>3</sup> ]	[kN/m <sup>3</sup> ]
20.0	0	32	11.0	0.00	10.0	11.0	11.0

#### Geometria

D	B	L	$\alpha$	$\beta$	$\delta_B$	$\delta_L$
[m]	[m]	[m]	[°]	[°]	[°]	[°]
1.0	1.0	1.0	0.00	0.00	0.0	0.0

#### Eccentricità dei carichi

e <sub>B</sub>	e <sub>L</sub>	B'	L'	A'
[m]	[m]	[m]	[m]	[m <sup>2</sup> ]
0.19	0.00	0.62	1.00	0.62

#### Coefficienti di capacità portante

N <sub>γ</sub>	N <sub>q</sub>	N <sub>c</sub>
[-]	[-]	[-]
30.21	23.18	35.49

#### Verifica capacità portante

	q <sub>LIM</sub>	R <sub>dn</sub>	R <sub>dn</sub> /N	
	[kPa]	[kN]	[-]	
Direz. B	357	221	2.2	OK
Direz. L	357	221	2.2	OK

#### Fattori correttivi

		Direz. B	Direz. L
Forma	s <sub>γ</sub>	1.000	1.000
	s <sub>q</sub>	1.000	1.000
	s <sub>c</sub>	1.000	1.000
Inclinazione piano di posa	b <sub>γ</sub>	1.000	1.000
	b <sub>q</sub>	1.000	1.000
	b <sub>c</sub>	1.000	1.000
Affondamento	d <sub>γ</sub>	1.000	1.000
	d <sub>q</sub>	1.000	1.000
	d <sub>c</sub>	1.000	1.000
Inclinazione del carico	i <sub>γ</sub>	1.000	1.000
	i <sub>q</sub>	1.000	1.000
	i <sub>c</sub>	1.000	1.000
Inclinazione del piano campagna	g <sub>γ</sub>	1.000	1.000
	g <sub>q</sub>	1.000	1.000
	g <sub>c</sub>	1.000	1.000

La verifica di sicurezza nei confronti dello scorrimento non è necessaria.

### 10.3.2. Combinazione con sisma

#### Sollecitazioni di calcolo

N	T <sub>B</sub>	T <sub>L</sub>	M <sub>B</sub>	M <sub>L</sub>
[kN]	[kN]	[kN]	[kNm]	[kNm]
100.5	8.7	0.0	8.0	0.0

#### Fondazione

nastriforme

#### Terreno

sabbioso-ghiaioso

#### Parametri geotecnici

$\gamma_{TOT}$	c'	$\phi'$	q'	h <sub>w</sub>	$\gamma'_1$	$\gamma'_{2B}$	$\gamma'_{2L}$
[kN/m <sup>3</sup> ]	[kPa]	[°]	[kPa]	[m]	[kN/m <sup>3</sup> ]	[kN/m <sup>3</sup> ]	[kN/m <sup>3</sup> ]
20.0	0	32	11.0	0.00	10.0	11.0	11.0

#### Geometria

D	B	L	$\alpha$	$\beta$	$\delta_B$	$\delta_L$
[m]	[m]	[m]	[°]	[°]	[°]	[°]
1.0	1.0	1.0	0.00	0.00	4.9	0.0

#### Eccentricità dei carichi

e <sub>B</sub>	e <sub>L</sub>	B'	L'	A'
[m]	[m]	[m]	[m]	[m <sup>2</sup> ]
0.08	0.00	0.84	1.00	0.84

#### Coefficienti di capacità portante

N <sub>γ</sub>	N <sub>q</sub>	N <sub>c</sub>
[-]	[-]	[-]
30.21	23.18	35.49

#### Verifica capacità portante

	q <sub>LIM</sub>	R <sub>dn</sub>	R <sub>dn</sub> /N	
	[kPa]	[kN]	[-]	
Direz. B	307	258	2.6	OK
Direz. L	395	332	3.3	OK

#### Fattori correttivi

		Direz. B	Direz. L
Forma	s <sub>γ</sub>	1.000	1.000
	s <sub>q</sub>	1.000	1.000
	s <sub>c</sub>	1.000	1.000
Inclinazione piano di posa	b <sub>γ</sub>	1.000	1.000
	b <sub>q</sub>	1.000	1.000
	b <sub>c</sub>	1.000	1.000
Affondamento	d <sub>γ</sub>	1.000	1.000
	d <sub>q</sub>	1.000	1.000
	d <sub>c</sub>	1.000	1.000
Inclinazione del carico	i <sub>γ</sub>	0.732	1.000
	i <sub>q</sub>	0.802	1.000
	i <sub>c</sub>	0.793	1.000
Inclinazione del piano campagna	g <sub>γ</sub>	1.000	1.000
	g <sub>q</sub>	1.000	1.000
	g <sub>c</sub>	1.000	1.000

#### Sollecitazioni di calcolo

N	T <sub>B</sub>	T <sub>L</sub>
[kN]	[kN]	[kN]
100.5	8.7	0.0

#### Parametri geotecnici

$\gamma_{TOT}$	c'	$\phi'$	h <sub>w</sub>
[kN/m <sup>3</sup> ]	[kPa]	[°]	[m]
20.0	0	32.0	0.00

#### Verifica scorrimento

Ntan $\phi'$	Ntan $\phi'$ /T <sub>B</sub>	Ntan $\phi'$ /T <sub>L</sub>	
[kPa]	[-]	[-]	
63	7.2	-	OK



#### 10.4. Verifica ribaltamento

La verifica a ribaltamento consiste nel determinare il momento ribaltante  $M_r$  ed il momento stabilizzante  $M_s$  rispetto allo spigolo a valle della fondazione e verificare che il rapporto  $M_s/M_r$  sia maggiore di un determinato coefficiente di sicurezza FS.

La Normativa Italiana (D.M. 1988) impone che sia  $\frac{M_s}{M_r} \geq FS = 1.5$ .

Le combinazioni dei momenti stabilizzanti e ribaltanti rispetto lo spigolo di valle inferiore della fondazione, e il loro rapporto in termini di fattore di sicurezza nei confronti del ribaltamento sono riassunti nella tabella seguente:

Verifica Ribaltamento	statico	$M_{stab}/M_{rib}$	assenza momenti ribaltanti
	sismico	$M_{stab}/M_{rib}$	2.5

Le verifiche, in condizioni statiche e sismiche, risultano soddisfatte.

### 10.5. Verifica strutturale della fondazione

Per la verifica dell'armatura della fondazione si considera la sezione di attacco della mensola di valle, di spessore 50 cm.

Le sollecitazioni nella sezione di verifica sono di seguito determinate:

sezAA	N	braccio	M
	kN	m	kNm
peso fondazione	6.25	0.25	1.6
peso rinterro (H=1.0m)	11	0.25	2.8

Momento flettente  $M = 4.3 \text{ kNm/m}$

Azione tagliante  $V = 17.25 \text{ kN/m}$

Calcestruzzo classe C25/30

Si dispongono nella sezione  $\phi 16/20$  al lembo superiore e inferiore e ferri correnti  $\phi 12/20$ .

<i>Momento massimo</i>	M =	4.30	kNm
<i>Taglio massimo</i>	T =	17.25	kN
<i>Verifiche di resistenza</i>			
Asse neutro (da lembo compresso)	x =	9.63	cm
Momento di inerzia sezione parzializzata	J =	224078	cm <sup>4</sup>
tensione cls	$\sigma_c =$	0.18	MPa
tensione acciaio layer 1	$\sigma_{s1} =$	-10.2	MPa
tensione acciaio layer 2	$\sigma_{s2} =$		MPa
<i>Verifica a fessurazione</i>			
tensione cls per fessurazione	$\sigma_c =$	0.18	MPa
tensione acciaio per fessurazione	$\sigma_{s1} =$	10.2	MPa
momento di prima fessurazione	$M_{fck} =$	102.91	kNm
momento di apertura fessure	$M_{fctm} =$	122.51	kNm
tensione acciaio per $M_{fctm}$	$\sigma_{sr} =$	291.7	MPa
		$M_{cr} > M$	mm
<i>Verifica a taglio</i>			
massimo sforzo di taglio	$\tau_{max} =$	0.04	MPa

La sezione è verificata, non si ha apertura di fessure e non è necessaria apposita armatura a taglio.

GENERAL CONTRACTOR  Consorzio Collegamenti Integrati Veloci	ALTA SORVEGLIANZA  GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE
	IG51-02-E-CV-CL-NV03-0X-005_A00 Tratta 1 – Ponte 1 – Muri d'argine- Relazione di calcolo

Foglio  
43 di 73

## 10.6. Verifica strutturale del paramento

Per la verifica dell'armatura del paramento si considera la sezione di spiccato, di spessore 50 cm.

Le sollecitazioni nella sezione di verifica sono di seguito determinate:

Sez BB	N	T	braccio	M
sisma Kh=0.087	kN/ml	kN/ml	m	kNm/ml
Peso r inerzia del paramento	81.3	7.1	3.25	23.0

Si trascura l'azione verticale dovuta al peso del paramento.

Calcestruzzo classe C25/30

Si dispongono nel paramento:  $\phi 16/20$  in direzione verticale (interno e esterno),  $\phi 12/20$  in direzione orizzontale (esterno e esterno) e spilli  $\phi 10$  a maglia 40x40.

<i>Momento massimo</i>	M =	23.00	kNm
<i>Taglio massimo</i>	T =	7.10	kN
<i>Verifiche di resistenza</i>			
Asse neutro (da lembo compresso)	x =	9.63	cm
Momento di inerzia sezione parzializzata	J =	198732	cm <sup>4</sup>
tensione cls	$\sigma_c$ =	1.11	MPa
tensione acciaio layer 1	$\sigma_{s1}$ =	-57.9	MPa
tensione acciaio layer 2	$\sigma_{s2}$ =		MPa
<i>Verifica a fessurazione</i>			
tensione cls per fessurazione	$\sigma_c$ =	1.11	MPa
tensione acciaio per fessurazione	$\sigma_{s1}$ =	57.9	MPa
momento di prima fessurazione	$M_{fck}$ =	100.59	kNm
momento di apertura fessure	$M_{fctm}$ =	119.75	kNm
tensione acciaio per $M_{fctm}$	$\sigma_{sr}$ =	301.6	MPa
		$M_{cr} > M$	mm
<i>Verifica a taglio</i>			
massimo sforzo di taglio	$\tau_{max}$ =	0.02	MPa

La sezione è verificata, non si ha apertura di fessure e non è necessaria apposita armatura a taglio.

GENERAL CONTRACTOR  Consorzio Collegamenti Integrati Veloci	ALTA SORVEGLIANZA  GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE
	IG51-02-E-CV-CL-NV03-0X-005_A00 Tratta 1 – Ponte 1 – Muri d'argine- Relazione di calcolo
	Foglio 44 di 73

## 11.APPENDICE DI CALCOLO

### 11.1. Calcolo berlinese

PARATIE 7.00 Ce.A.S. s.r.l. - Milano PAG. 1  
13 May 2016 16:58:03  
History 0 - Chiaravagna- Muro spondale - Ponte 1 Berlinese H-scavo 7 m

```

*****
**
**          P A R A T I E          **
**
**          RELEASE 7.00  VERSIONE WIN          **
**
** Ce.A.S. s.r.l. - Viale Giustiniano, 10          **
**                               20129 MILANO          **
**
*****

```

JOBNAME U:\13-15\_Chiaravagna\CALCOLI\Pontel\_spalla\PARATIE MURO SPONDALE\Be  
13 May 2016 16:58:03

PARATIE 7.00 Ce.A.S. s.r.l. - Milano PAG. 2  
13 May 2016 16:58:03  
History 0 - Chiaravagna- Muro spondale - Ponte 1 Berlinese H-scavo 7 m

#### PARAGEN INPUT DATA LIST

For command explanation, please refer  
to the PARAGEN manual, release 7.00.

```

NO.  command
1: * Paratie for Windows version 7.0
2: * Filename= <u:\13-15_chiaravagna\calcoli\pontel_spalla\paratie muro
spondale\be
3: * project with "run time" parameters
4: * Force=kN Lenght=m
5: *
6: units m kN
7: title History 0 - Chiaravagna- Muro spondale - Ponte 1 Berlinese
H-scavo 7 m
8: delta 0.15
9: option param itemax 30
10: option noprint echo
11: option noprint displ
12: option noprint react
13: option noprint stresses
14: wall RightWall 0 -11.1 0

```





top level	=	0.0000	m	
bottom level	=	-7.0000	m	
dry unit weight	=	19.000	kN/m <sup>3</sup>	
buoyancy unit weight	=	10.000	kN/m <sup>3</sup>	
water unit weight	=	9.0000	kN/m <sup>3</sup>	
friction angle	=	32.000	DEG	(UPHILL)
active thrust coefficient	=	0.25600		(UPHILL)
passive thrust coefficient	=	5.7900		(UPHILL)
normally consolidated at reast coeff	=	0.47008		
OCR exponent	=	0.50000		
initial overconsolidation ratio	=	1.0000		
stiffness model	=	2.0000		
Rvc modulus	=	0.10000E+06	kPa	
Rur/Rvc ratio	=	1.6000		
coef-h	=	1.0000		
normalization pressure	=	98.066	kPa	
exponent n	=	0.50000		
soil nature: 1=granular, 2=clay	=	1.0000		(DOWNHILL)
friction angle	=	32.000	DEG	(DOWNHILL)
active thrust coefficient	=	0.25600		(DOWNHILL)
passive thrust coefficient	=	5.7900		(DOWNHILL)

## LAYER Strato2

soil nature: 1=granular, 2=clay	=	1.0000		
top level	=	-7.0000	m	
bottom level	=	-8.0000	m	
dry unit weight	=	19.000	kN/m <sup>3</sup>	
buoyancy unit weight	=	10.000	kN/m <sup>3</sup>	
water unit weight	=	9.0000	kN/m <sup>3</sup>	
friction angle	=	32.000	DEG	(UPHILL)
active thrust coefficient	=	0.25600		(UPHILL)
passive thrust coefficient	=	5.7900		(UPHILL)
normally consolidated at reast coeff	=	0.42642		
OCR exponent	=	0.50000		
initial overconsolidation ratio	=	1.0000		
stiffness model	=	1.0000		
vergin compr. el.modulus	=	50000.	kPa	
unloading/reloading modulus	=	0.80000E-03	kPa	
soil nature: 1=granular, 2=clay	=	1.0000		(DOWNHILL)
friction angle	=	32.000	DEG	(DOWNHILL)

PARATIE 7.00

Ce.A.S. s.r.l. - Milano

PAG. 6

13 May 2016 16:58:03

History 0 - Chiaravagna- Muro spondale - Ponte 1 Berlinese H-scavo 7 m

## SOIL PARAMETERS SUMMARY FOR STEP NO. 1

active thrust coefficient	=	0.25600		(DOWNHILL)
passive thrust coefficient	=	5.7900		(DOWNHILL)

## LAYER Strato3

soil nature: 1=granular, 2=clay	=	1.0000		
top level	=	-8.0000	m	
bottom level	=	-0.10000E+31	m	
dry unit weight	=	22.000	kN/m <sup>3</sup>	
buoyancy unit weight	=	10.000	kN/m <sup>3</sup>	
water unit weight	=	12.000	kN/m <sup>3</sup>	
cohesion	=	50.000	kPa	(UPHILL)
friction angle	=	32.000	DEG	(UPHILL)



active thrust coefficient	= 0.25600	(UPHILL)
passive thrust coefficient	= 5.7900	(UPHILL)
normally consolidated at reast coeff	= 0.47008	
OCR exponent	= 0.50000	
initial overconsolidation ratio	= 1.0000	
stiffness model	= 1.0000	
vergin compr. el.modulus	= 0.13000E+06 kPa	
unloading/reloading modulus	= 0.20000E+06 kPa	
soil nature: 1=granular, 2=clay	= 1.0000	(DOWNHILL)
cohesion	= 50.000 kPa	(DOWNHILL)
friction angle	= 32.000 DEG	(DOWNHILL)
active thrust coefficient	= 0.25600	(DOWNHILL)
passive thrust coefficient	= 5.7900	(DOWNHILL)

SOIL PARAMETERS SUMMARY FOR STEP NO. 2

(ONLY THOSE DATA THAT MAY BE CHANGED)

NO CHANGES WITH RESPECT TO PREVIOUS STEP

SOIL PARAMETERS SUMMARY FOR STEP NO. 3

(ONLY THOSE DATA THAT MAY BE CHANGED)

NO CHANGES WITH RESPECT TO PREVIOUS STEP

SOIL PARAMETERS SUMMARY FOR STEP NO. 4

(ONLY THOSE DATA THAT MAY BE CHANGED)

NO CHANGES WITH RESPECT TO PREVIOUS STEP

SOIL PARAMETERS SUMMARY FOR STEP NO. 5

PARATIE 7.00 Ce.A.S. s.r.l. - Milano PAG. 7  
 13 May 2016 16:58:03  
 History 0 - Chiaravagna- Muro spondale - Ponte 1 Berlinese H-scavo 7 m

(ONLY THOSE DATA THAT MAY BE CHANGED)

NO CHANGES WITH RESPECT TO PREVIOUS STEP

SOIL PARAMETERS SUMMARY FOR STEP NO. 6

(ONLY THOSE DATA THAT MAY BE CHANGED)

NO CHANGES WITH RESPECT TO PREVIOUS STEP

SOIL PARAMETERS SUMMARY FOR STEP NO. 7

(ONLY THOSE DATA THAT MAY BE CHANGED)

NO CHANGES WITH RESPECT TO PREVIOUS STEP

SOIL PARAMETERS SUMMARY FOR STEP NO. 8

(ONLY THOSE DATA THAT MAY BE CHANGED)



GENERAL CONTRACTOR  Consorzio Collegamenti Integrati Veloci	ALTA SORVEGLIANZA  GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	
IG51-02-E-CV-CL-NV03-0X-005_A00 Tratta 1 – Ponte 1 – Muri d'argine- Relazione di calcolo		Foglio 49 di 73

LAYER Strato1  
passive thrust coefficient = 3.1600 (DOWNHILL)

LAYER Strato2  
passive thrust coefficient = 3.1600 (DOWNHILL)

LAYER Strato3  
passive thrust coefficient = 3.1600 (DOWNHILL)

PARATIE 7.00 Ce.A.S. s.r.l. - Milano PAG. 8  
13 May 2016 16:58:03  
History 0 - Chiaravagna- Muro spondale - Ponte 1 Berlinese H-scavo 7 m

STEP DESCRIPTOR SUMMARY FOR STEP NO. 1

WALL RightWall

y-coordinate	= 0.0000	m
free field elevation	= 0.0000	m
excavation level	= 0.0000	m
water_table level	= -5.0000	m
uphill surcharge	= 0.0000	kPa
uphill surcharge elev.	= 0.0000	m
water table lowering	= 0.0000	m
downhill surcharge	= 0.0000	kPa
downhill surcharge elev.	= -0.99900E+30	m
cutting evaluation	= 0.0000	m
balance level for pore pressures	= -11.100	m
water behaviour flag	= 0.0000	(1=REMOVE)
pore pressure update flag	= 0.0000	(1=NO UPD)
pore pressure by tab flag	= 0.0000	(1=by tab)

STEP DESCRIPTOR SUMMARY FOR STEP NO. 2

WALL RightWall

y-coordinate	= 0.0000	m
free field elevation	= 0.0000	m
excavation level	= 0.0000	m
water_table level	= -5.0000	m
uphill surcharge	= 20.000	kPa
uphill surcharge elev.	= 0.0000	m
water table lowering	= 0.0000	m
downhill surcharge	= 0.0000	kPa
downhill surcharge elev.	= 0.0000	m
cutting evaluation	= 0.0000	m
balance level for pore pressures	= -11.100	m
water behaviour flag	= 0.0000	(1=REMOVE)
pore pressure update flag	= 0.0000	(1=NO UPD)
pore pressure by tab flag	= 0.0000	(1=by tab)

STEP DESCRIPTOR SUMMARY FOR STEP NO. 3

WALL RightWall

y-coordinate	= 0.0000	m
free field elevation	= 0.0000	m

GENERAL CONTRACTOR  Consorzio Collegamenti Integrati Veloci	ALTA SORVEGLIANZA  GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE
	IG51-02-E-CV-CL-NV03-0X-005_A00 Tratta 1 – Ponte 1 – Muri d'argine- Relazione di calcolo
	Foglio 50 di 73

excavation level = -0.50000 m

PARATIE 7.00 Ce.A.S. s.r.l. - Milano PAG. 9  
13 May 2016 16:58:03  
History 0 - Chiaravagna- Muro spondale - Ponte 1 Berlinese H-scavo 7 m

STEP DESCRIPTOR SUMMARY FOR STEP NO. 3

water_table level	= -5.0000	m
uphill surcharge	= 20.000	kPa
uphill surcharge elev.	= 0.0000	m
water table lowering	= 0.0000	m
downhill surcharge	= 0.0000	kPa
downhill surcharge elev.	= 0.0000	m
cutting eevaluation	= 0.0000	m
balance level for pore pressures	= -11.100	m
water behaviour flag	= 0.0000	(1=REMOVE)
pore pressure update flag	= 0.0000	(1=NO UPD)
pore pressure by tab flag	= 0.0000	(1=by tab)

STEP DESCRIPTOR SUMMARY FOR STEP NO. 4

WALL RightWall

y-coordinate	= 0.0000	m
free field elevation	= 0.0000	m
excavation level	= -7.0000	m
water_table level	= -7.0000	m
uphill surcharge	= 20.000	kPa
uphill surcharge elev.	= 0.0000	m
water table lowering	= 0.0000	m
downhill surcharge	= 0.0000	kPa
downhill surcharge elev.	= 0.0000	m
cutting eevaluation	= 0.0000	m
balance level for pore pressures	= -11.100	m
water behaviour flag	= 0.0000	(1=REMOVE)
pore pressure update flag	= 0.0000	(1=NO UPD)
pore pressure by tab flag	= 0.0000	(1=by tab)

STEP DESCRIPTOR SUMMARY FOR STEP NO. 5

WALL RightWall

y-coordinate	= 0.0000	m
free field elevation	= 0.0000	m
excavation level	= -7.0000	m
water_table level	= -7.0000	m
uphill surcharge	= 20.000	kPa
uphill surcharge elev.	= 0.0000	m
water table lowering	= 0.0000	m
downhill surcharge	= 0.0000	kPa
downhill surcharge elev.	= 0.0000	m
cutting eevaluation	= 0.0000	m
balance level for pore pressures	= -11.100	m



y-coordinate	=	0.0000	m
free field elevation	=	0.0000	m
excavation level	=	-5.5000	m
water_table level	=	-5.5000	m
uphill surcharge	=	0.0000	kPa
uphill surcharge elev.	=	0.0000	m
water table lowering	=	0.0000	m
downhill surcharge	=	0.0000	kPa
downhill surcharge elev.	=	0.0000	m
cutting evaluation	=	0.0000	m
balance level for pore pressures	=	-11.100	m
water behaviour flag	=	0.0000	(1=REMOVE)
pore pressure update flag	=	0.0000	(1=NO UPD)
pore pressure by tab flag	=	0.0000	(1=by tab)

PARATIE 7.00

Ce.A.S. s.r.l. - Milano

PAG. 12

13 May 2016 16:58:03

History 0 - Chiaravagna- Muro spondale - Ponte 1 Berlinese H-scavo 7 m

ELEMENT SUMMARY

=====

SOIL ELEMENT SUMMARY						
Name	Wall	Z1	Z2	Flag	Angle	
		m	m		deg	
DHRight	RightWall	0.	-11.10	DOWNHILL	0.	
UHRight	RightWall	0.	-11.10	UPHILL	180.0	

BEAM ELEMENT SUMMARY						
Name	Wall	Z1	Z2	Mat	thick	
		m	m		m	
Beam	RightWall	0.	-.7000	_	0.9500	
Berlinese	RightWall	-.7000	-11.10	_	0.1145	

WIRE ELEMENT SUMMARY						
Name	Wall	Zeta	Mat	A/L	Pinit	Angle
		m			kN/m	deg
Palo_tirante	RightWall	-.4000	_	0.1998E-03	0.	125.0



GENERAL CONTRACTOR  Consorzio Collegamenti Integrati Veloci	ALTA SORVEGLIANZA  GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE
	IG51-02-E-CV-CL-NV03-0X-005_A00 Tratta 1 – Ponte 1 – Muri d'argine- Relazione di calcolo
	Foglio 54 di 73

FORCE UNITS            =kN/m  
MOMENT UNITS         =kN\*m/m

PARATIE 7.00                                    Ce.A.S. s.r.l. - Milano                                    PAG. 16  
13 May 2016                                    16:58:03  
History 0 - Chiaravagna- Muro spondale - Ponte 1 Berlinese H-scavo 7 m

INCREMENTAL ANALYSIS SUMMARY

STEP	NO. OF ITERATIONS	CONVERGENCE
1	2	YES
2	4	YES
3	3	YES
4	6	YES
5	2	YES
6	2	YES
7	3	YES
8	4	YES

PARATIE 7.00                                    Ce.A.S. s.r.l. - Milano                                    PAG. 17  
13 May 2016                                    16:58:03  
History 0 - Chiaravagna- Muro spondale - Ponte 1 Berlinese H-scavo 7 m

MAXIMUM LATERAL DISPLACEMENTS

\*ALL STEPS INCLUDED\*  
\* WALL RightWall\*  
\* UNBALANCED STEPS ARE EXCLUDED \*  
\* REMARK: ELEVATION UNITS ARE m  
DISPL. UNITS ARE         m

NODE	Z-COORD	MAXIMUM DISPLACEMENT	STEP	WALL RightWall
1	0.0000	-0.66351E-03	7	
2	-0.15000	-0.25633E-02	7	
3	-0.30000	-0.44631E-02	7	
4	-0.40000	-0.57297E-02	7	
5	-0.55000	-0.76296E-02	7	
6	-0.70000	-0.95296E-02	7	
7	-0.85000	-0.11424E-01	7	
8	-1.0000	-0.13303E-01	7	
9	-1.1500	-0.15158E-01	7	
10	-1.3000	-0.16991E-01	8	
11	-1.4500	-0.18819E-01	8	
12	-1.6000	-0.20594E-01	8	
13	-1.7500	-0.22310E-01	8	
14	-1.9000	-0.23960E-01	8	
15	-2.0500	-0.25539E-01	8	
16	-2.2000	-0.27040E-01	8	
17	-2.3500	-0.28458E-01	8	
18	-2.5000	-0.29789E-01	8	
19	-2.6500	-0.31026E-01	8	
20	-2.8000	-0.32167E-01	8	
21	-2.9500	-0.33206E-01	8	
22	-3.1000	-0.34140E-01	8	
23	-3.2500	-0.34965E-01	8	



GENERAL CONTRACTOR  Consorzio Collegamenti Integrati Veloci	ALTA SORVEGLIANZA  GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	
IG51-02-E-CV-CL-NV03-0X-005_A00 Tratta 1 – Ponte 1 – Muri d'argine- Relazione di calcolo		Foglio 56 di 73

76                    -11.100                    0.81717E-03                    8

PARATIE 7.00                    Ce.A.S. s.r.l. - Milano                    PAG. 19  
13 May 2016                    16:58:03  
History 0 - Chiaravagna- Muro spondale - Ponte 1 Berlinese H-scavo 7 m

MIN/MAX FLEXIBLE WALL FORCES  
(PER UNIT DEPTH)

\* WALL RightWall GROUP Beam\*  
\*STEP 1 - 8\*

\* UNBALANCED STEPS ARE EXCLUDED \*

In next table, the following results are listed:

LEFT. MOM. = left side tension moment                    [kN\*m/m]  
RIGHT MOM. = right side tension moment                    [kN\*m/m]  
SHEAR                    = shear force (absolute value)                    [kN/m ]

BEAM EL.	END	ELEVATION	LEFT MOM.	RIGHT MOM.	SHEAR
1	A	0.	0.1637E-10	5.630	9.764
	B	-0.1500	0.	7.095	9.764
2	A	-0.1500	0.	7.095	10.64
	B	-0.3000	0.	8.691	10.64
3	A	-0.3000	0.	8.691	11.46
	B	-0.4000	0.	9.837	11.46
4	A	-0.4000	0.	9.837	65.00
	B	-0.5500	8.829	0.6771	65.00
5	A	-0.5500	8.829	0.6771	63.32
	B	-0.7000	18.30	0.9506	63.32

PARATIE 7.00                    Ce.A.S. s.r.l. - Milano                    PAG. 20  
13 May 2016                    16:58:03  
History 0 - Chiaravagna- Muro spondale - Ponte 1 Berlinese H-scavo 7 m

MIN/MAX FLEXIBLE WALL FORCES  
(PER UNIT DEPTH)

\* WALL RightWall GROUP Berlinese\*  
\*STEP 1 - 8\*

\* UNBALANCED STEPS ARE EXCLUDED \*

In next table, the following results are listed:

LEFT. MOM. = left side tension moment                    [kN\*m/m]  
RIGHT MOM. = right side tension moment                    [kN\*m/m]  
SHEAR                    = shear force (absolute value)                    [kN/m ]

BEAM EL.	END	ELEVATION	LEFT MOM.	RIGHT MOM.	SHEAR
1	A	-0.7000	18.30	0.9506	62.04
	B	-0.8500	27.50	1.218	62.04
2	A	-0.8500	27.50	1.218	60.65
	B	-1.000	36.41	1.461	60.65
3	A	-1.000	36.41	1.461	59.15
	B	-1.150	45.04	1.667	59.15
4	A	-1.150	45.04	1.667	57.54
	B	-1.300	53.38	1.824	57.54
5	A	-1.300	53.38	1.824	55.83
	B	-1.450	61.42	1.924	55.83
6	A	-1.450	61.42	1.924	54.00
	B	-1.600	69.16	1.959	54.00



7	A	-1.600	69.16	1.959	52.07
	B	-1.750	76.57	1.920	52.07
8	A	-1.750	76.57	1.920	50.02
	B	-1.900	83.65	1.819	50.02
9	A	-1.900	83.65	1.819	47.87
	B	-2.050	90.38	1.673	47.87
10	A	-2.050	90.38	1.673	45.60
	B	-2.200	96.76	1.498	45.60
11	A	-2.200	96.76	1.498	43.23
	B	-2.350	102.8	1.308	43.23
12	A	-2.350	102.8	1.308	40.75
	B	-2.500	108.4	1.113	40.75
13	A	-2.500	108.4	1.113	38.23
	B	-2.650	113.6	0.9248	38.23
14	A	-2.650	113.6	0.9248	35.55
	B	-2.800	118.4	0.7482	35.55
15	A	-2.800	118.4	0.7482	32.72
	B	-2.950	122.8	0.5883	32.72
16	A	-2.950	122.8	0.5883	29.75
	B	-3.100	126.9	0.4482	29.75
17	A	-3.100	126.9	0.4482	26.64
	B	-3.250	130.5	0.3293	26.64

PARATIE 7.00

13 May 2016

16:58:03

Ce.A.S. s.r.l. - Milano

PAG. 21

History 0 - Chiaravagna- Muro spondale - Ponte 1 Berlinese H-scavo 7 m

BEAM EL.	END	ELEVATION	LEFT MOM.	RIGHT MOM.	SHEAR
18	A	-3.250	130.5	0.3293	23.40
	B	-3.400	133.7	0.2319	23.40
19	A	-3.400	133.7	0.2319	20.04
	B	-3.550	136.4	0.1557	20.04
20	A	-3.550	136.4	0.1557	16.55
	B	-3.700	138.6	0.9965E-01	16.55
21	A	-3.700	138.6	0.9965E-01	12.94
	B	-3.850	140.3	0.6240E-01	12.94
22	A	-3.850	140.3	0.6240E-01	9.219
	B	-4.000	141.4	0.4245E-01	9.219
23	A	-4.000	141.4	0.4245E-01	5.365
	B	-4.150	142.0	0.4144E-01	5.365
24	A	-4.150	142.0	0.4144E-01	1.371
	B	-4.300	142.1	0.5516E-01	1.371
25	A	-4.300	142.1	0.5516E-01	4.206
	B	-4.450	141.5	0.7572E-01	4.206
26	A	-4.450	141.5	0.7572E-01	8.249
	B	-4.600	140.3	0.1042	8.249
27	A	-4.600	140.3	0.1042	12.46
	B	-4.750	138.4	0.1470	12.46
28	A	-4.750	138.4	0.1470	16.86
	B	-4.900	135.9	0.1970	16.86
29	A	-4.900	135.9	0.1970	21.43
	B	-5.050	132.7	0.2520	21.43
30	A	-5.050	132.7	0.2520	26.19
	B	-5.200	128.8	0.3093	26.19
31	A	-5.200	128.8	0.3093	31.15
	B	-5.350	124.2	0.3666	31.15
32	A	-5.350	124.2	0.3666	36.29
	B	-5.500	118.8	0.4203	36.29

33	A	-5.500	118.8	0.4203	41.61
	B	-5.650	112.6	0.4655	41.61
34	A	-5.650	112.6	0.4655	47.02
	B	-5.800	105.6	0.4955	47.02
35	A	-5.800	105.6	0.4955	52.49
	B	-5.950	98.02	0.5017	52.49
36	A	-5.950	98.02	0.5017	58.03
	B	-6.100	89.87	0.4735	58.03
37	A	-6.100	89.87	0.4735	63.62
	B	-6.250	80.94	0.3983	63.62
38	A	-6.250	80.94	0.3983	69.31
	B	-6.400	71.21	0.2612	69.31
39	A	-6.400	71.21	0.2612	75.06
	B	-6.550	60.66	0.4595E-01	75.06
40	A	-6.550	60.66	0.4595E-01	80.84
	B	-6.700	49.28	0.	80.84

PARATIE 7.00

Ce.A.S. s.r.l. - Milano

PAG. 22

13 May 2016

16:58:03

History 0 - Chiaravagna- Muro spondale - Ponte 1 Berlinese H-scavo 7 m

BEAM EL.	END	ELEVATION	LEFT MOM.	RIGHT MOM.	SHEAR
41	A	-6.700	49.28	0.	86.66
	B	-6.850	37.06	0.	86.66
42	A	-6.850	37.06	0.	92.49
	B	-7.000	23.97	0.	92.49
43	A	-7.000	23.97	0.	99.18
	B	-7.150	9.406	0.	99.18
44	A	-7.150	9.406	0.	105.7
	B	-7.300	1.810	12.95	105.7
45	A	-7.300	1.810	12.95	114.1
	B	-7.450	1.819	29.36	114.1
46	A	-7.450	1.819	29.36	122.3
	B	-7.600	1.646	46.60	122.3
47	A	-7.600	1.646	46.60	130.4
	B	-7.750	1.288	64.97	130.4
48	A	-7.750	1.288	64.97	138.4
	B	-7.900	0.7426	84.47	138.4
49	A	-7.900	0.7426	84.47	146.3
	B	-8.050	0.7156E-02	104.9	146.3
50	A	-8.050	0.7156E-02	104.9	104.7
	B	-8.200	0.	119.9	104.7
51	A	-8.200	0.	119.9	68.21
	B	-8.350	0.	130.1	68.21
52	A	-8.350	0.	130.1	36.55
	B	-8.500	0.	135.6	36.55
53	A	-8.500	0.	135.6	9.269
	B	-8.650	0.	137.0	9.269
54	A	-8.650	0.	137.0	15.46
	B	-8.800	0.	134.9	15.46
55	A	-8.800	0.	134.9	34.27
	B	-8.950	0.	129.8	34.27
56	A	-8.950	0.	129.8	50.99
	B	-9.100	0.	122.1	50.99
57	A	-9.100	0.	122.1	65.40
	B	-9.250	0.	112.3	65.40
58	A	-9.250	0.	112.3	77.69
	B	-9.400	0.	100.7	77.69



History 0 - Chiaravagna- Muro spondale - Ponte 1 Berlinese H-scavo 7 m

RESULTS SUMMARY FOR SOIL ELEMENTS

\* WALL RightWall GROUP DHRight\*

\*STEP 1 - 8\*

\* UNBALANCED STEPS ARE EXCLUDED \*

In next table, the following results are listed:

SIGMA-H = max. effective horizontal stress [kPa ]

SHEAR = max. shear stress [kPa ]

WATER PR.= maximum pore pressure [kPa ]

MAX GRAD.= max. hydraulic gradient

SOIL EL.	ELEVATION	SIGMA-H	SHEAR	WATER PR.	MAX GRAD.
1	0.	0.	0.	0.	0.
2	-0.1500	3.113	0.7551	0.	0.
3	-0.3000	4.951	1.510	0.	0.
4	-0.4000	6.048	2.014	0.	0.
5	-0.5500	7.577	2.769	0.	0.
6	-0.7000	9.007	3.524	0.	0.
7	-0.8500	10.37	4.279	0.	0.
8	-1.000	11.69	5.034	0.	0.
9	-1.150	12.98	5.789	0.	0.
10	-1.300	14.25	6.545	0.	0.
11	-1.450	15.52	7.300	0.	0.
12	-1.600	16.78	8.055	0.	0.
13	-1.750	18.05	8.810	0.	0.
14	-1.900	19.33	9.565	0.	0.
15	-2.050	20.62	10.32	0.	0.
16	-2.200	21.92	11.08	0.	0.
17	-2.350	23.21	11.83	0.	0.
18	-2.500	24.52	12.59	0.	0.
19	-2.650	25.84	13.34	0.	0.
20	-2.800	27.17	14.10	0.	0.
21	-2.950	28.51	14.85	0.	0.
22	-3.100	29.86	15.61	0.	0.
23	-3.250	31.21	16.36	0.	0.
24	-3.400	32.57	17.12	0.	0.
25	-3.550	33.93	17.87	0.	0.
26	-3.700	35.29	18.63	0.	0.
27	-3.850	36.65	19.38	0.	0.
28	-4.000	38.01	20.14	0.	0.
29	-4.150	39.37	20.89	0.	0.
30	-4.300	40.73	21.65	0.	0.
31	-4.450	42.08	22.40	0.	0.
32	-4.600	43.44	23.16	0.	0.
33	-4.750	44.80	23.91	0.	0.
34	-4.900	46.16	24.67	0.	0.
35	-5.050	47.31	25.30	0.4500	0.

PARATIE 7.00

Ce.A.S. s.r.l. - Milano

PAG. 26

13 May 2016

16:58:03

History 0 - Chiaravagna- Muro spondale - Ponte 1 Berlinese H-scavo 7 m

SOIL EL.	ELEVATION	SIGMA-H	SHEAR	WATER PR.	MAX GRAD.
36	-5.200	48.04	25.70	1.800	0.
37	-5.350	48.78	26.10	3.150	0.
38	-5.500	49.52	26.50	4.500	0.
39	-5.650	50.29	26.89	5.850	0.





7	-0.8500	9.254	13.45	0.	0.
8	-1.000	9.984	14.51	0.	0.
9	-1.150	10.71	15.57	0.	0.
10	-1.300	12.21	16.63	0.	0.
11	-1.450	13.89	17.69	0.	0.
12	-1.600	15.55	18.75	0.	0.
13	-1.750	17.18	19.81	0.	0.
14	-1.900	18.78	20.87	0.	0.
15	-2.050	20.34	21.93	0.	0.
16	-2.200	21.86	22.99	0.	0.
17	-2.350	23.35	24.05	0.	0.
18	-2.500	24.80	25.11	0.	0.
19	-2.650	26.22	26.17	0.	0.
20	-2.800	27.62	27.23	0.	0.
21	-2.950	28.99	28.29	0.	0.
22	-3.100	30.35	29.35	0.	0.
23	-3.250	31.70	30.41	0.	0.
24	-3.400	33.04	31.47	0.	0.
25	-3.550	34.37	32.53	0.	0.
26	-3.700	35.71	33.59	0.	0.
27	-3.850	37.04	34.65	0.	0.
28	-4.000	38.37	35.71	0.	0.
29	-4.150	39.70	36.77	0.	0.
30	-4.300	41.03	37.83	0.	0.
31	-4.450	42.36	38.89	0.	0.
32	-4.600	43.68	39.95	0.	0.
33	-4.750	44.99	41.01	0.	0.
34	-4.900	46.28	42.07	0.	0.
35	-5.050	47.36	43.13	0.4500	0.

PARATIE 7.00

Ce.A.S. s.r.l. - Milano

PAG. 28

13 May 2016

16:58:03

History 0 - Chiaravagna- Muro spondale - Ponte 1 Berlinese H-scavo 7 m

SOIL EL.	ELEVATION	SIGMA-H	SHEAR	WATER PR.	MAX GRAD.
36	-5.200	48.02	44.19	1.800	0.
37	-5.350	48.64	45.25	3.150	0.
38	-5.500	49.23	46.31	4.500	0.
39	-5.650	49.78	47.37	5.850	0.
40	-5.800	50.28	48.43	7.200	0.
41	-5.950	50.73	49.49	8.550	0.
42	-6.100	51.13	50.55	9.900	0.
43	-6.250	51.48	51.61	11.25	0.
44	-6.400	51.80	52.68	12.60	0.
45	-6.550	52.08	53.74	13.95	0.
46	-6.700	52.65	54.80	15.30	0.
47	-6.850	53.35	55.86	16.65	0.
48	-7.000	65.24	43.88	18.00	0.
49	-7.150	65.88	44.31	19.35	0.
50	-7.300	66.52	44.74	20.70	0.
51	-7.450	67.16	45.17	22.05	0.
52	-7.600	67.80	45.60	23.40	0.
53	-7.750	68.44	46.03	24.75	0.
54	-7.900	69.08	46.46	26.10	0.
55	-8.050	54.76	80.25	36.60	0.
56	-8.200	55.47	81.00	38.40	0.
57	-8.350	56.17	81.75	40.20	0.
58	-8.500	56.93	82.50	42.00	0.





TRUE EFFECTIVE THRUST	481.86	481.86
WATER THRUST	210.01	210.01
TRUE TOTAL THRUST	691.88	691.88
MINIMUM ALLOWABLE THRUST	144.47	185.30
MAXIMUM ALLOWABLE THRUST	6396.6	7682.0
MAXIMUM/TRUE RATIO	13.275	15.942
PASSIVE THRUST PERCENTAGE	8.%	6.%
TRUE/MINUMUM RATIO	3.3354	2.6005

PARATIE 7.00

Ce.A.S. s.r.l. - Milano

PAG. 30

13 May 2016 16:58:03

History 0 - Chiaravagna- Muro spondale - Ponte 1 Berlinese H-scavo 7 m

STEP	3	GROUP -->	DHRi	UHRi
TRUE EFFECTIVE THRUST	466.15		467.64	
WATER THRUST	210.01		210.01	
TRUE TOTAL THRUST	676.16		677.65	
MINIMUM ALLOWABLE THRUST	125.69		185.30	
MAXIMUM ALLOWABLE THRUST	5800.1		7682.0	
MAXIMUM/TRUE RATIO	12.443		16.427	
PASSIVE THRUST PERCENTAGE	8.%		6.%	
TRUE/MINUMUM RATIO	3.7086		2.5237	

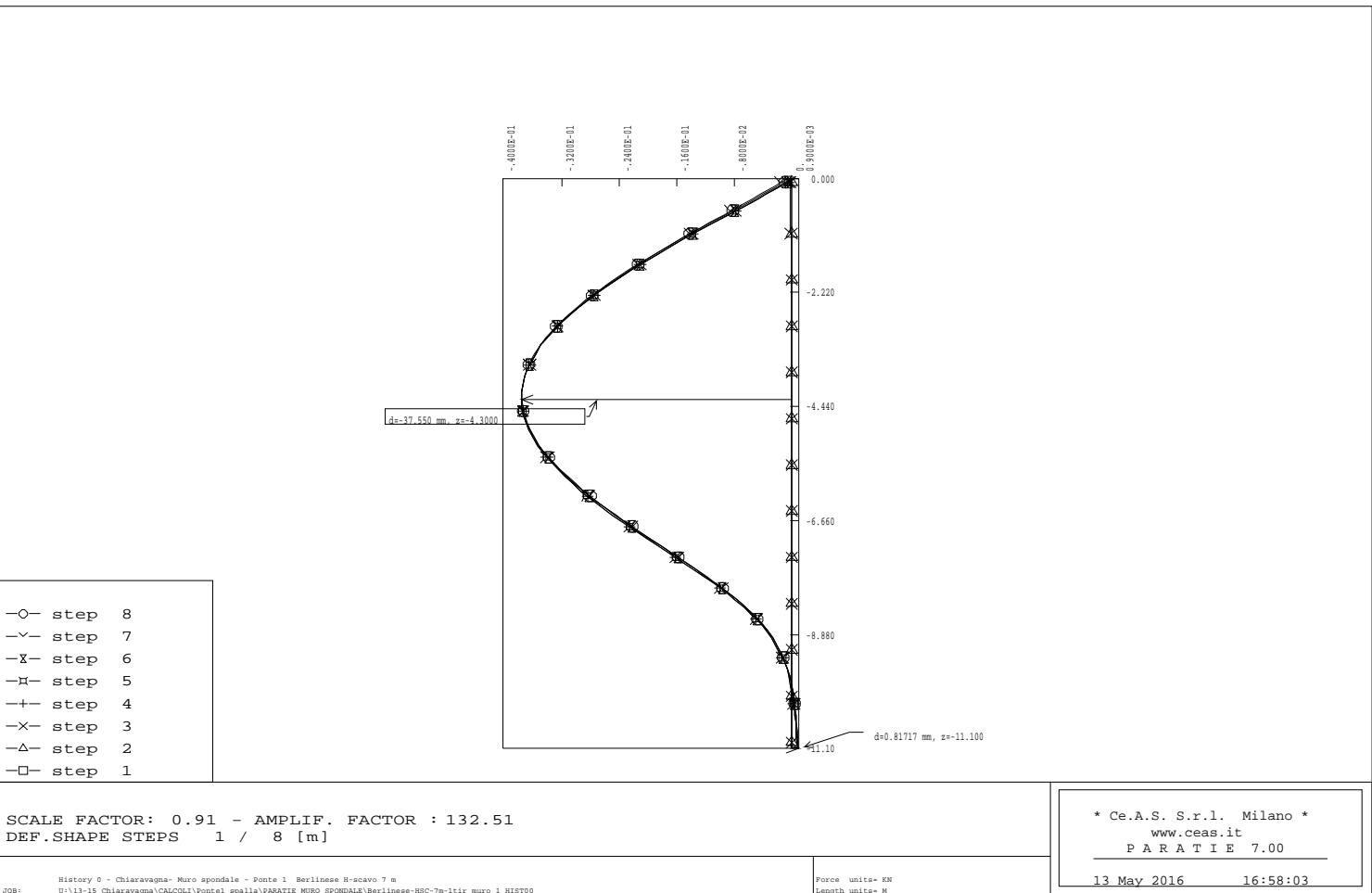
STEP	4	GROUP -->	DHRi	UHRi
TRUE EFFECTIVE THRUST	290.90		356.43	
WATER THRUST	99.443		99.443	
TRUE TOTAL THRUST	390.34		455.88	
MINIMUM ALLOWABLE THRUST	1.2096		194.41	
MAXIMUM ALLOWABLE THRUST	1184.3		8322.2	
MAXIMUM/TRUE RATIO	4.0712		23.349	
PASSIVE THRUST PERCENTAGE	25.%		4.%	
TRUE/MINUMUM RATIO	240.49		1.8334	

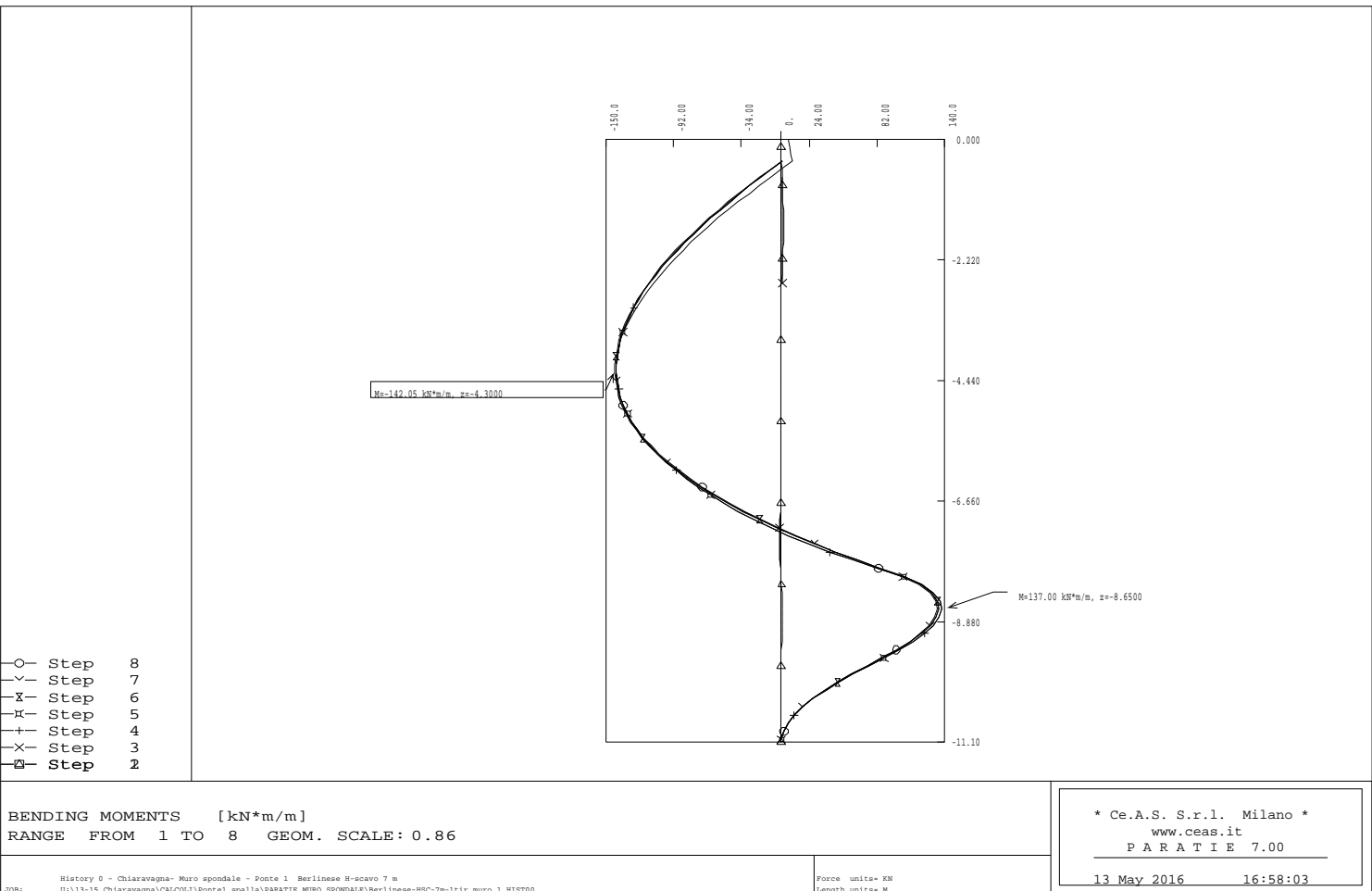
STEP	5	GROUP -->	DHRi	UHRi
TRUE EFFECTIVE THRUST	290.90		356.43	
WATER THRUST	99.443		99.443	
TRUE TOTAL THRUST	390.34		455.87	
MINIMUM ALLOWABLE THRUST	1.2096		194.41	
MAXIMUM ALLOWABLE THRUST	1184.3		8322.2	
MAXIMUM/TRUE RATIO	4.0712		23.349	
PASSIVE THRUST PERCENTAGE	25.%		4.%	
TRUE/MINUMUM RATIO	240.49		1.8334	

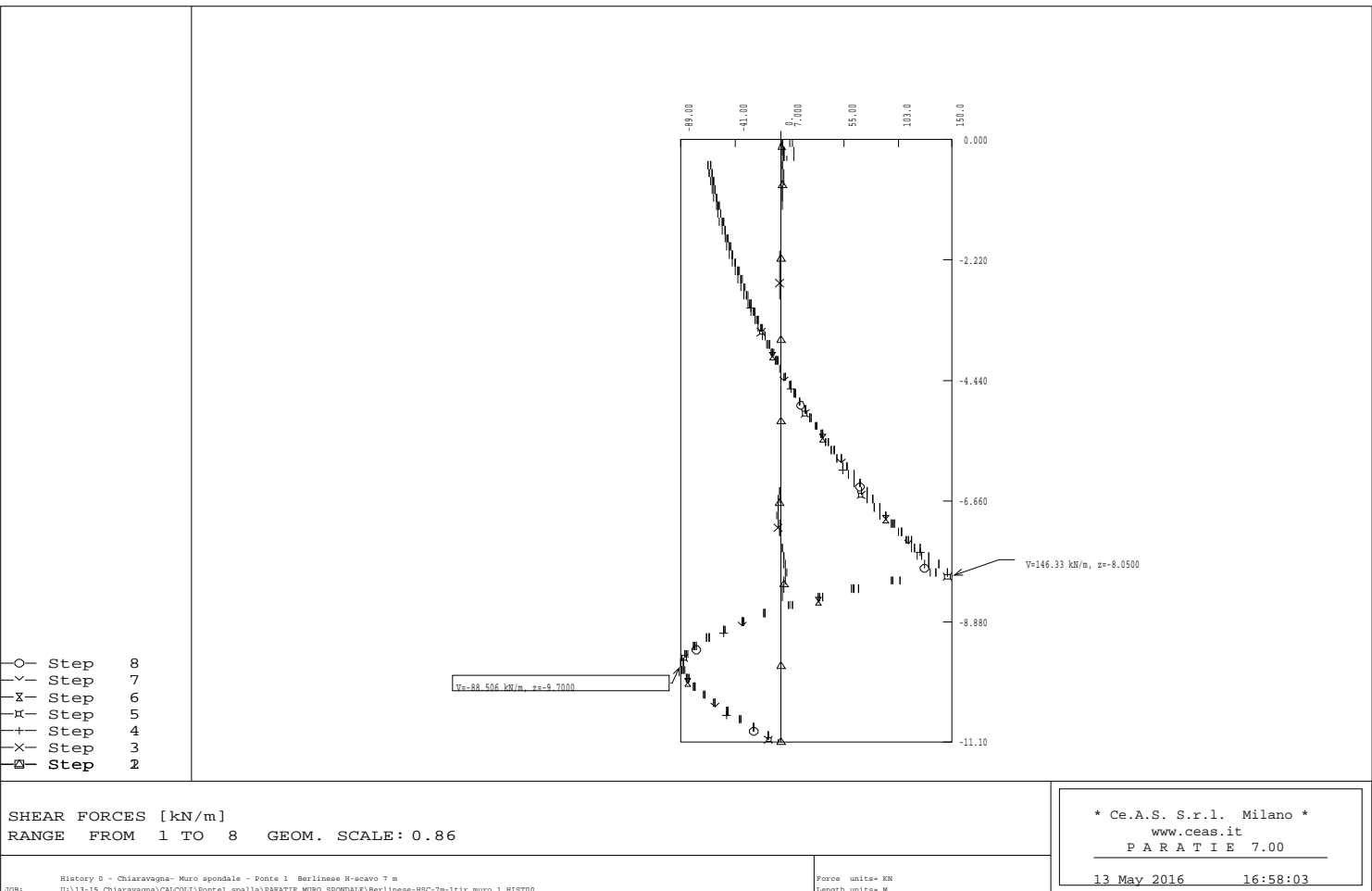
STEP	6	GROUP -->	DHRi	UHRi
TRUE EFFECTIVE THRUST	309.02		374.81	
WATER THRUST	178.98		178.98	
TRUE TOTAL THRUST	488.00		553.79	
MINIMUM ALLOWABLE THRUST	7.8336		188.44	
MAXIMUM ALLOWABLE THRUST	1524.1		7861.7	

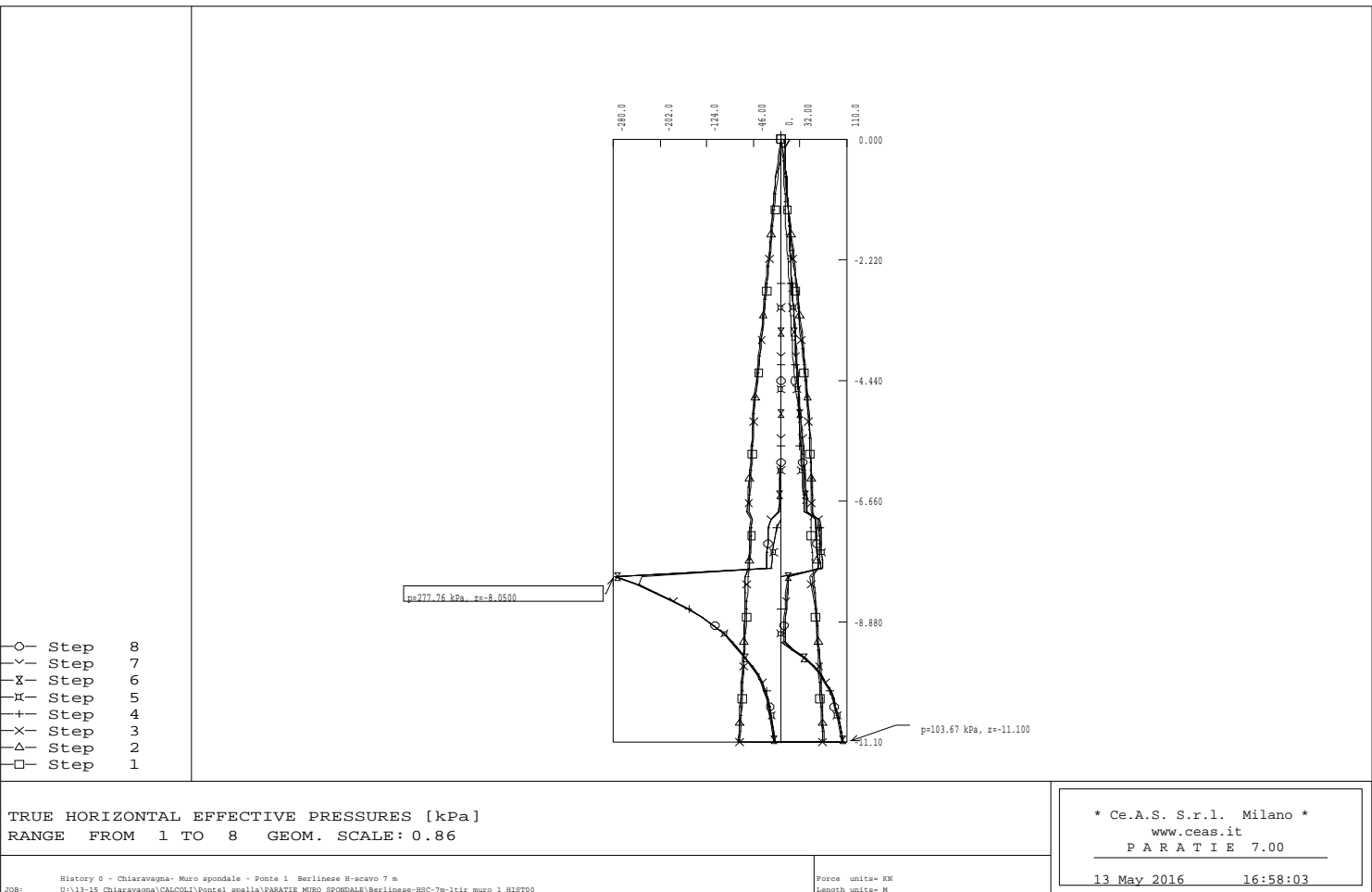


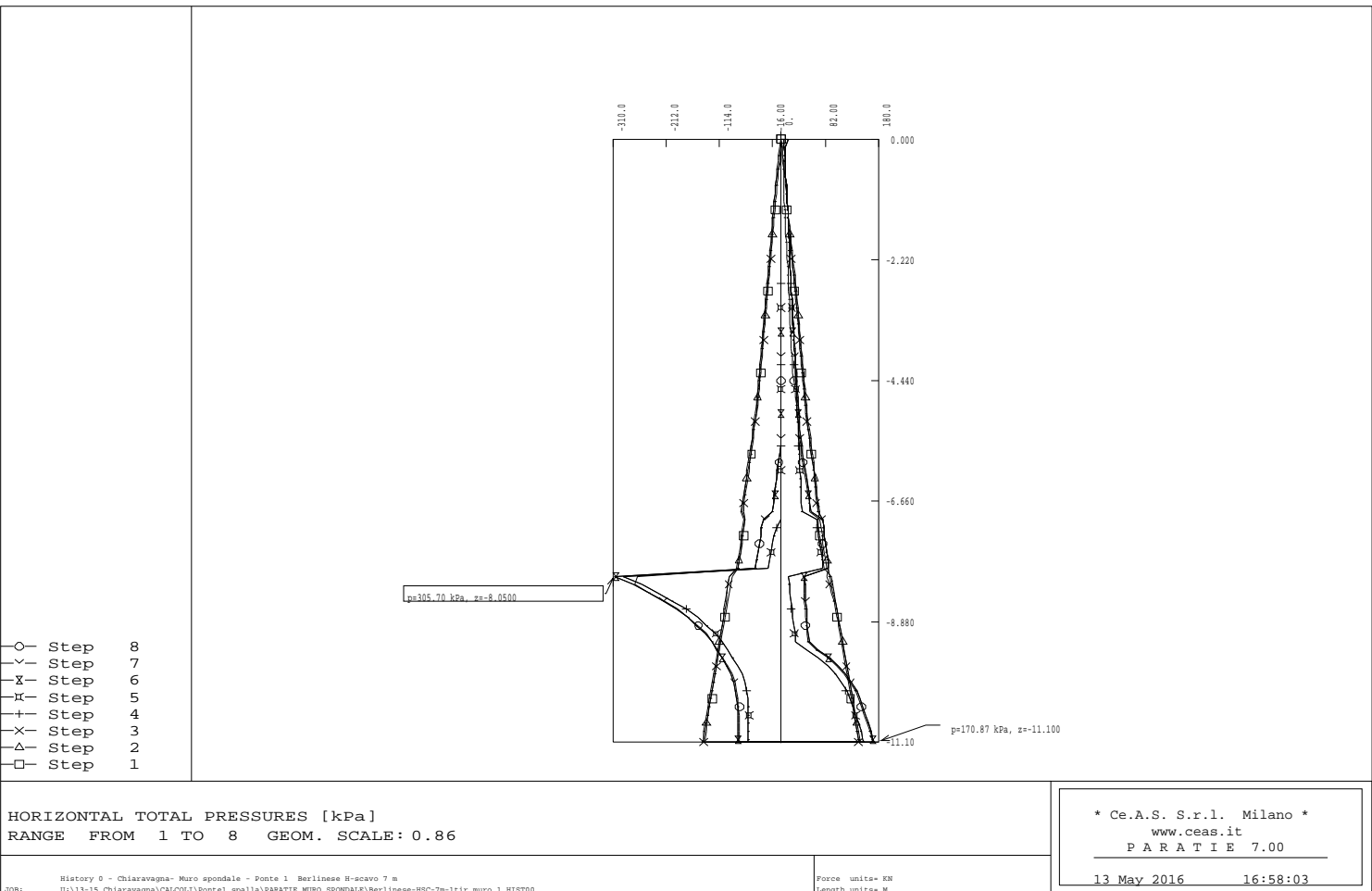


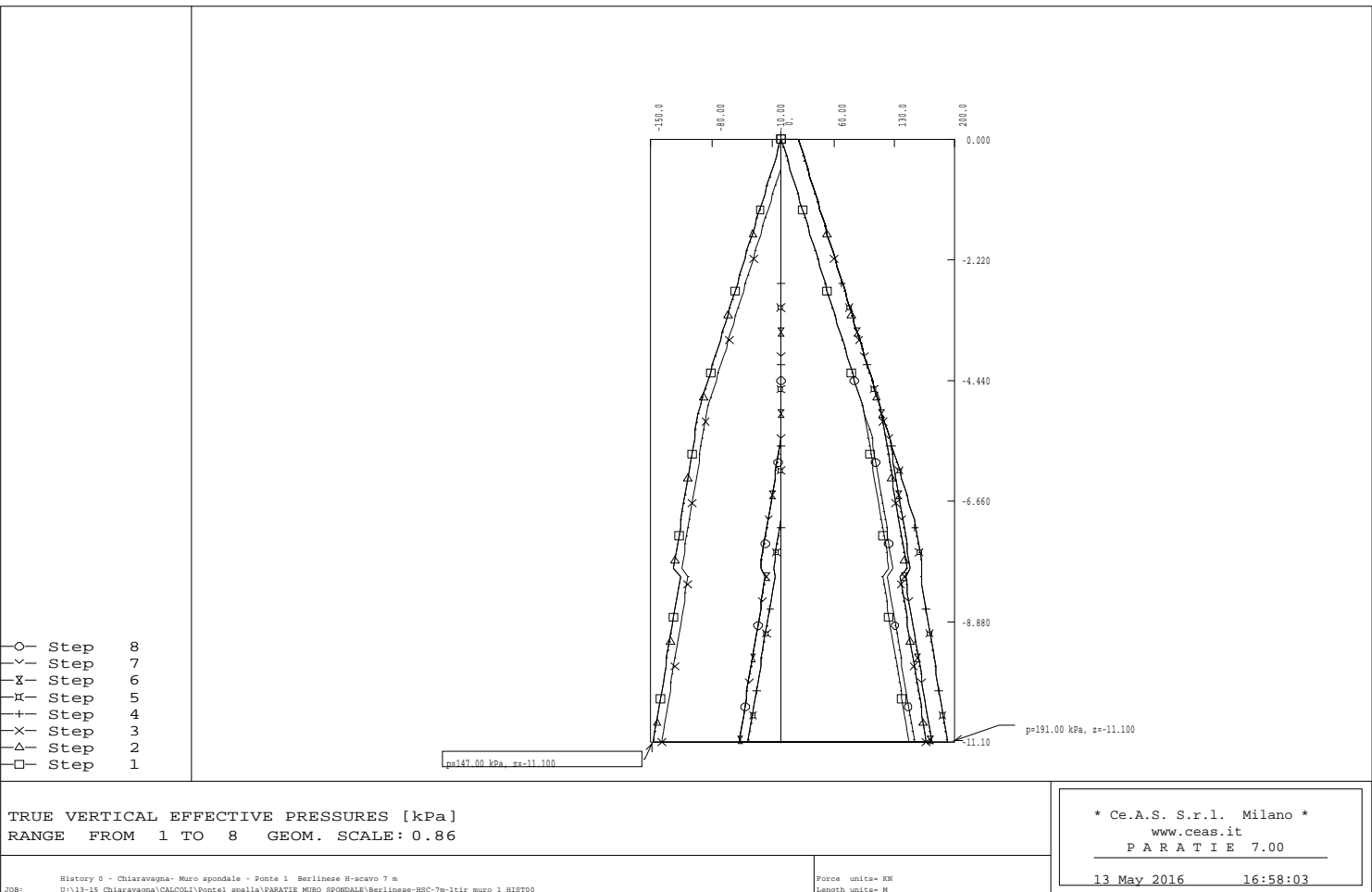


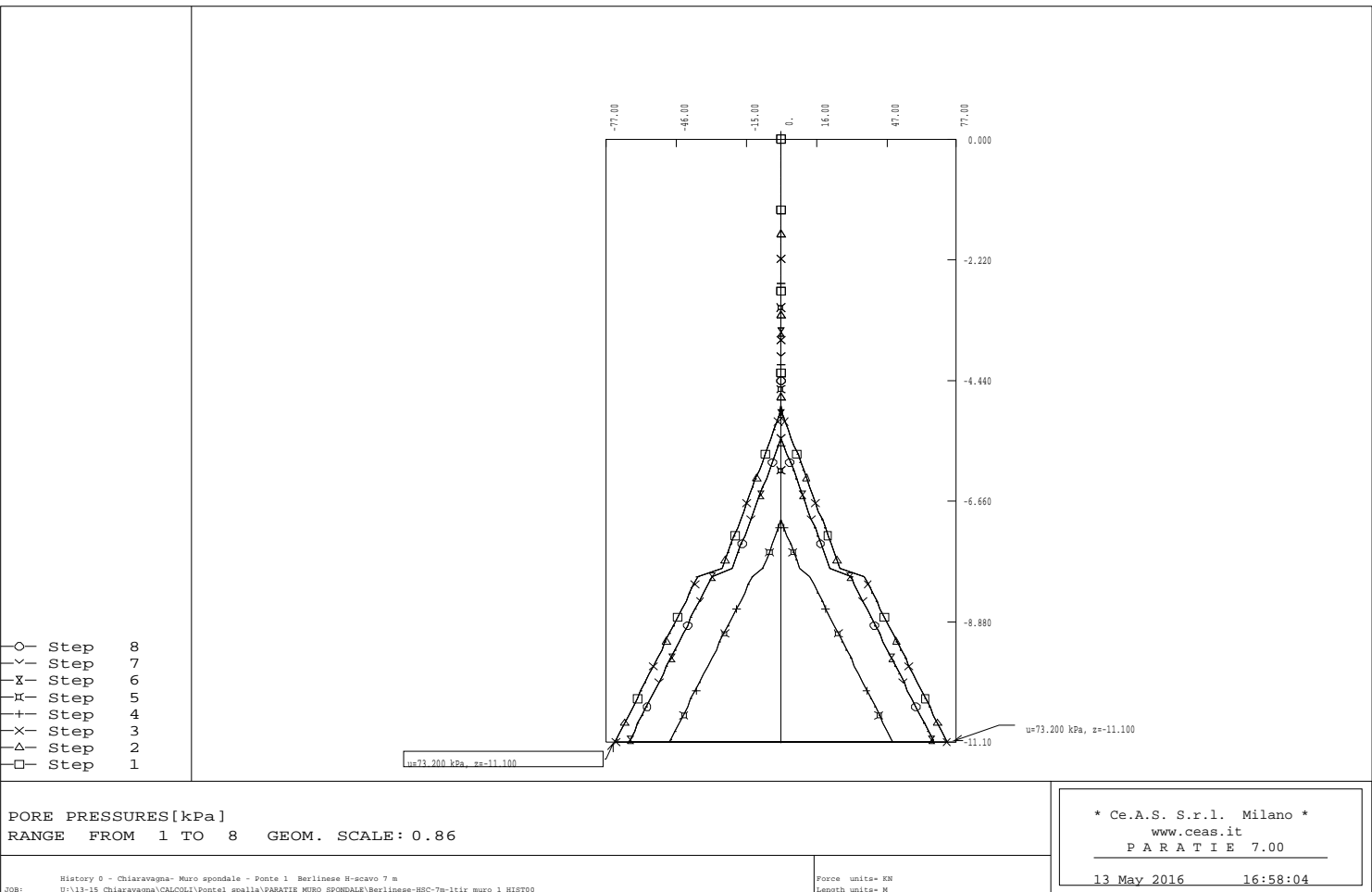












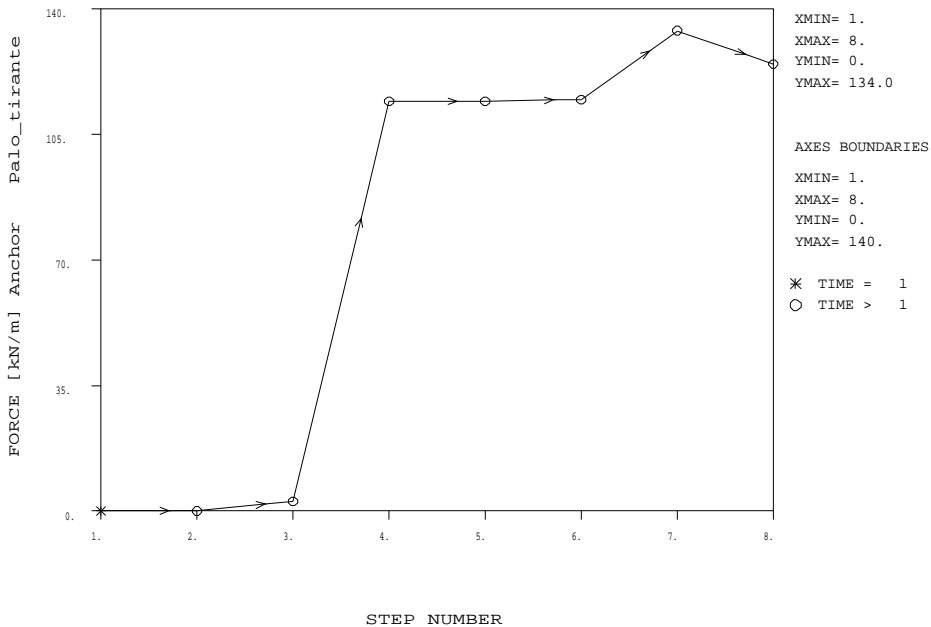




Tratta 1 – Ponte 1 – Muri d'argine- Relazione di calcolo

IG51-02-E-CV-CL-NV03-0X-005\_A00

Anchor Palo tirante	
STEP	FORCE [kN/m]
1.	0.
2.	0.
3.	2.594
4.	114.3
5.	114.3
6.	114.8
7.	134.0
8.	124.7



FROM STEP 1 TO STEP 8  
X VARIABLE VS. Y VARIABLE DIAGRAM

History 0 - Chiaravagna- Muro spondale - Ponte 1 Berlino H-scavo 7 m  
U:\13-15\_Chiaravagna\CA\COI\1\ponte1\_spalla\PARATIE\_MURO\_SPONDALE\Berlinese-RSC-7m-tir\_muro\_1\_HIST00

Force units= KN  
 length units= M

\* Ce.A.S. S.r.l. Milano \*  
 www.ceas.it  
 PARATIE 7.00

13 May 2016 16:58:04