

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**

**Relazione di calcolo spalle**

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 3	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-003-A00.DOCX
-----------	--

# INDICE

INDICE.....	2
1.     PREMESSA.....	4
2.     CARATTERISTICHE DEI MATERIALI.....	7
2.1. Calcestruzzo.....	7
2.2. Acciaio per cemento armato.....	8
2.3. Acciaio per micropali e profilati metallici.....	8
2.4. Durabilità e prescrizioni sui materiali.....	9
3.     NORMATIVA DI RIFERIMENTO.....	10
3.1. Normativa sismica.....	11
4.     DOCUMENTI DI RIFERIMENTO.....	11
5.     MODELLO DI CALCOLO BERLINESE.....	12
5.1. Codice di calcolo.....	12
5.2. Modello Paratie.....	12
6.     MODELLO DI CALCOLO DELLA SPALLA.....	14
6.1. Verifica a ribaltamento.....	14
6.2. Verifica a scorrimento.....	14
6.1. Verifica a carico limite.....	15
6.1.1. Capacità portante fondazioni dirette.....	15
7.     STRATIGRAFIA E PARAMETRI GEOTECNICI DI PROGETTO.....	18
8.     SISMA.....	19
9.     BERLINESE DI MICROPALI CON TIRANTE A CAVALLETTO.....	20
9.1. Descrizione dell'opera.....	20
9.2. Azioni di calcolo.....	20
9.3. Fasi e dati di calcolo.....	21
9.4. Risultati di calcolo.....	24
9.5. Verifica strutturale dei micropali.....	29
9.6. Verifica tirante.....	31
9.6.1. Verifica ancoraggio testa tirante.....	32
9.7. Verifica trave di testa berlinese.....	35
10.    SPALLA.....	36
10.1. Geometria della spalla.....	36
10.2. Carichi.....	37
10.3. Combinazioni di carico.....	39



10.4.	Azioni a intradosso fondazione.....	40
10.5.	Verifica capacità portante e scorrimento della fondazione.....	41
10.5.1.	Combinazione A_IV_1, presenza di piena.....	42
10.5.2.	Combinazione A_V_1*.....	43
10.5.3.	Combinazione A_V_1.....	44
10.6.	Verifica ribaltamento.....	45
10.7.	Verifica strutturale della fondazione.....	46
10.8.	Verifica strutturale del paramento.....	47
10.9.	Paraghiaia.....	49
11.	APPENDICE DI CALCOLO.....	51
11.1.	Calcolo berlinese.....	51

<p>GENERAL CONTRACTOR</p>  <p>CODIV Consorzio Collegamenti Integrati Veloci</p>	<p>ALTA SORVEGLIANZA</p>  <p>ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE</p>
	<p>IG51-02-E-CV-CL-NV03-0X-003_A00 Tratta 1 – Ponte 1 - Relazione di calcolo spalle</p>
	<p>Foglio 4 di 79</p>

## 1. PREMESSA

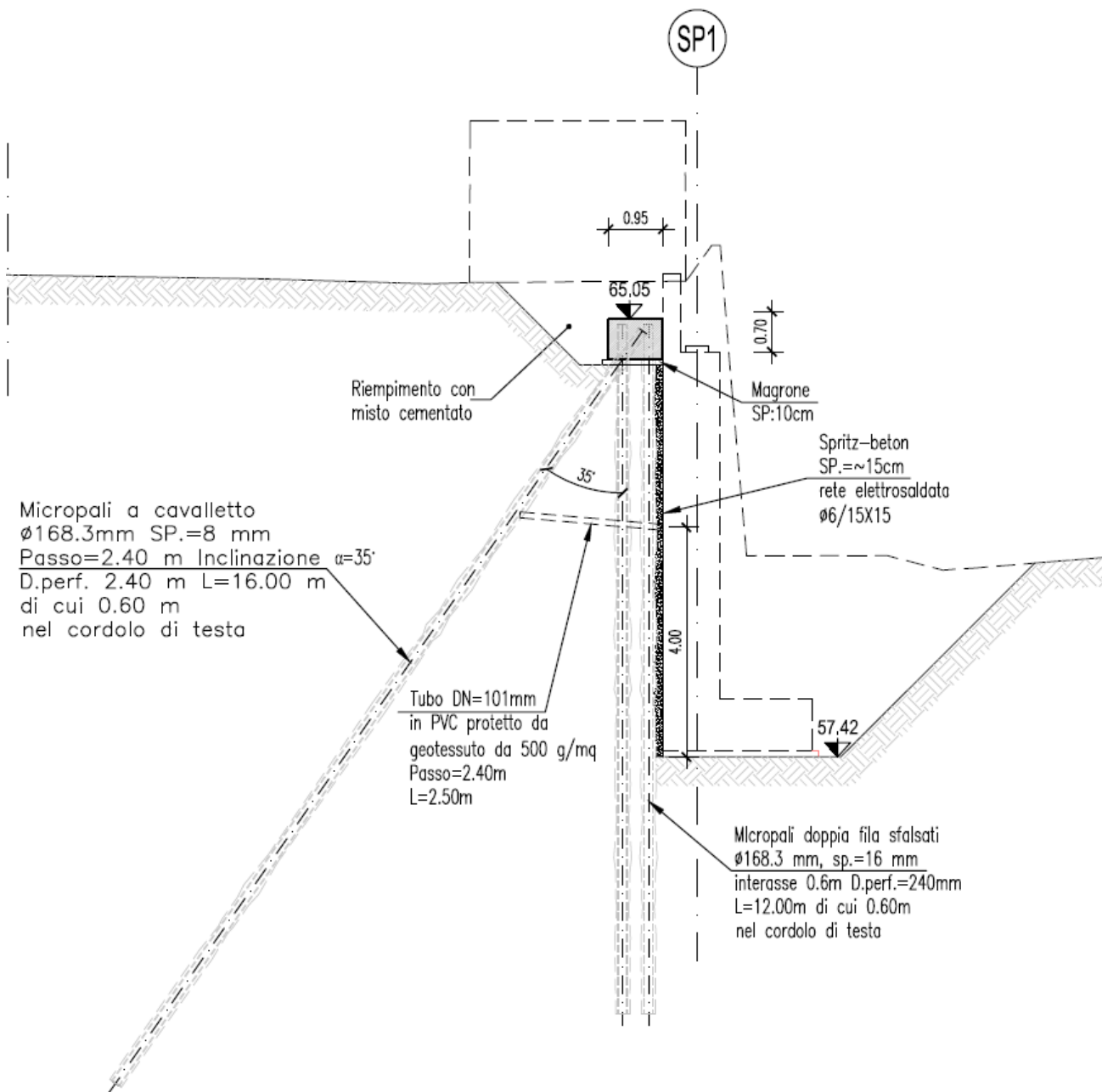
Nella presente relazione sono esposti e criteri progettuali generali e le verifiche di dimensionamento geotecnico e strutturale delle Spalle del nuovo Ponte 1, previsto nell'ambito dell'intervento di miglioramento della attuale viabilità che corre lungo la Val Chiaravagna, in Genova, civicamente denominata 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 del ponte, con funzione di sostegno della spinta delle terre in esercizio e in presenza di sisma.
- una spalla, posta a valle della berlinese e non solidarizzata ad essa; una struttura definitiva sulla quale posa l'impalcato dell'opera, supportandone, in esercizio e in presenza di sisma, le azioni trasmesse.

La spalla in esercizio richiede il contributo combinato della berlinese definitiva e della spalla in c.a. posta a valle.

Nelle seguenti figure sono schematizzate le caratteristiche della spalla del ponte.


**Figura 1: Spalla Ponte 1, schema berlinese**

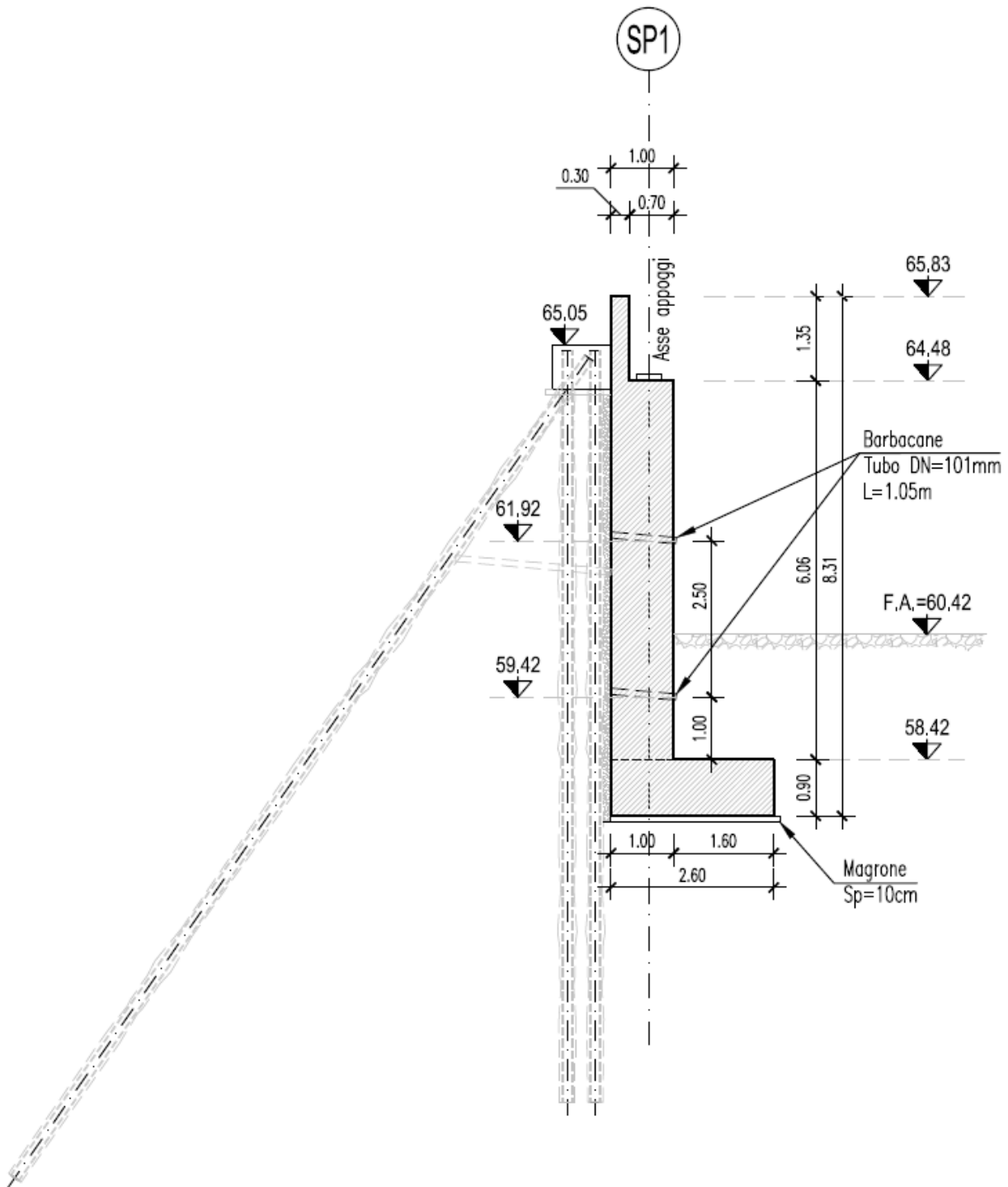


Figura 2: Spalla Ponte 1, schema spalla in c.a.

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-003_A00 Tratta 1 – Ponte 1 - Relazione di calcolo spalle
	Foglio 7 di 79

## 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-003_A00 Tratta 1 – Ponte 1 - Relazione di calcolo spalle
	Foglio 9 di 79

## 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  Consorzio Collegamenti Integrati Veloci	ALTA SORVEGLIANZA  GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE
	IG51-02-E-CV-CL-NV03-0X-003_A00 Tratta 1 – Ponte 1 - Relazione di calcolo spalle
	Foglio 10 di 79

### 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-003_A00 Tratta 1 – Ponte 1 - Relazione di calcolo spalle
	Foglio 11 di 79

### 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 calcestruzzo 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: 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.

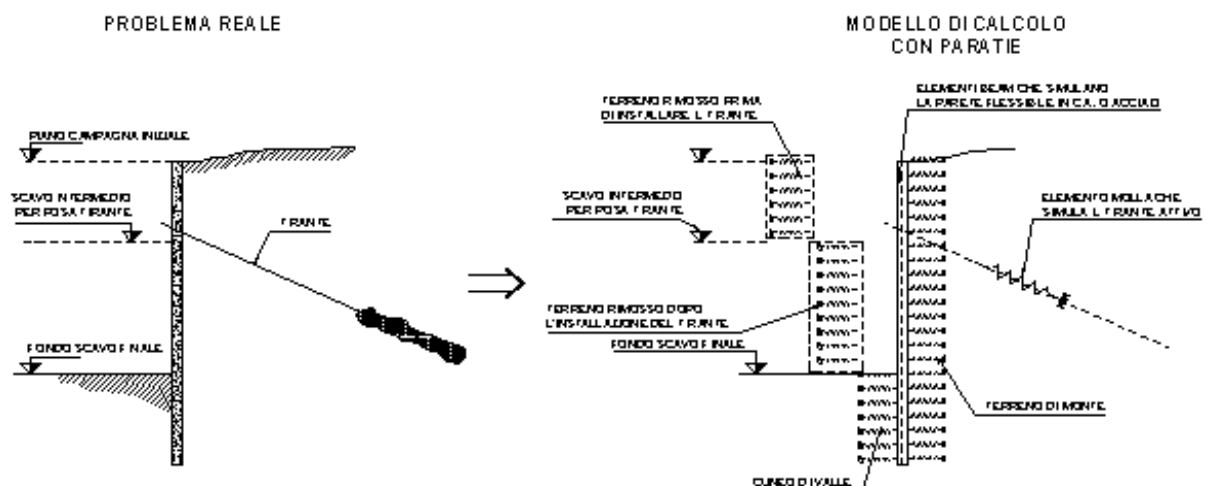
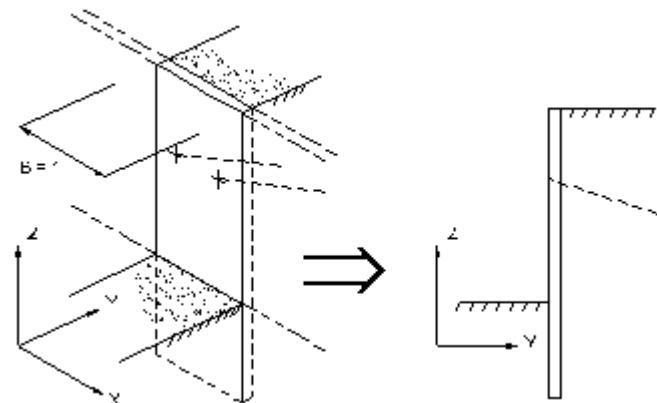
## 5. MODELLO DI CALCOLO BERLINESE

### 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.



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-003_A00 Tratta 1 – Ponte 1 - Relazione di calcolo spalle
	Foglio 13 di 79

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-003_A00 Tratta 1 – Ponte 1 - Relazione di calcolo spalle
	Foglio 14 di 79

## 6. MODELLO DI CALCOLO DELLA SPALLA

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.

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:

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

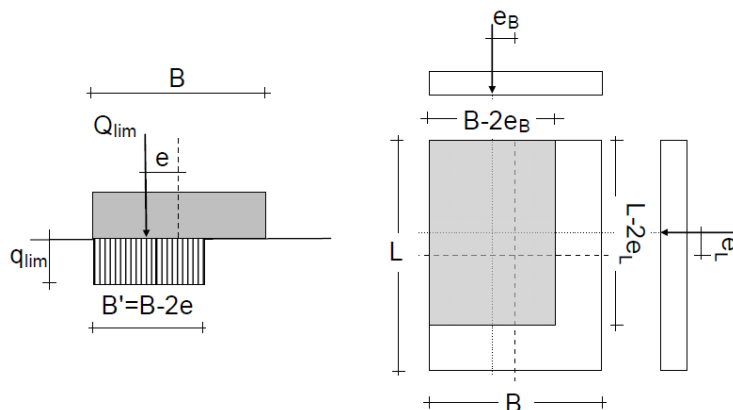
### 6.1.1. Capacità portante fondazioni dirette

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).



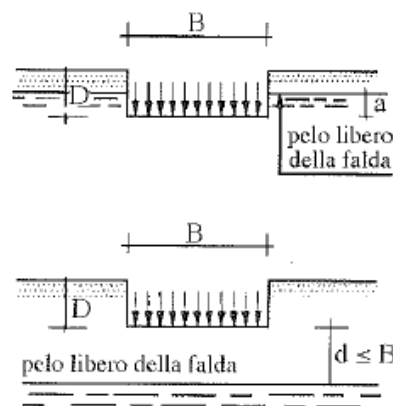
**Figura 3: Fondazione equivalente secondo il criterio di Meyerhof**

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:	$1 + [2(\tan\phi')(1-\sin\phi')^2(D/B')] (D/B' < 1)$
		Dir. L:
	$d_q$ Dir. B:	$1 + [2(\tan\phi')(1-\sin\phi')^2(D/L')] (D/L' < 1)$
		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 $\phi'$	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	6	6	19	32	0	Veriabile	Eur/Evc=1.6
Depositi Alluvionali (**)	6	8	2	19	32	0	Veriabile	Eur/Evc=1.6
Serpentiniti cataclasate	8	9	1	19	32	0	50	80
Serpentiniti	9	...	...	22	32	50	130	200

essendo:

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

(\*)I Riporti sono tenuti in considerazione nel dimensionamento della berlinese della spalla.

(\*\*) I Depositi Alluvionali sono considerati a partire da quota alveo, di riferimento per la verifica delle fondazioni delle spalle.

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.

Le verifiche della fondazione della spalla sono state condotte secondo le seguenti ipotesi di falda:

- in esercizio falda coincidente con la quota dell'alveo ordinario: q=60.42m s.l.m.;
- in presenza di piena con la falda alla quota q=63.08m s.l.m..

GENERAL CONTRACTOR  Consorzio Collegamenti Integrati Veloci	ALTA SORVEGLIANZA  GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE
	IG51-02-E-CV-CL-NV03-0X-003_A00 Tratta 1 – Ponte 1 - Relazione di calcolo spalle
	Foglio 19 di 79

## 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 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:  $F_h=0.087$ .

<p>GENERAL CONTRACTOR</p>  <p>Consorzio Collegamenti Integrati Veloci</p>	<p>ALTA SORVEGLIANZA</p>  <p>GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE</p>
	<p>IG51-02-E-CV-CL-NV03-0X-003_A00 Tratta 1 – Ponte 1 - Relazione di calcolo spalle</p> <p style="text-align: right;">Foglio 20 di 79</p>

## 9. BERLINESE DI MICROPALI CON TIRANTE A CAVALLETTO

La spalla di riferimento per i calcoli di dimensionamento, è la SP1.

### 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:  $L = 12.0$  m;

Lunghezza perforazione  $L = 11.40$  m, e  $0.60$  m 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:  $L = 16.0$  m;

Lunghezza perforazione  $L = 15.40$  m, e  $0.60$  m di infissione nella trave di coronamento.

Trave di coronamento in c.a. di dimensioni  $95$  cm x  $70$  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):

- Carico permanente dovuto alla profondità del cordolo di testa della paratia rispetto il piano campagna di ca.  $h = 0.80 \div 0.90$  m  $\Rightarrow$  si assume un carico indefinito uniformemente distribuito  $P = 18.0$  kPa ( $0.9$  m  $\times$   $20$  kN/m<sup>3</sup>), applicato al modello prima della realizzazione della paratia;
- 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:

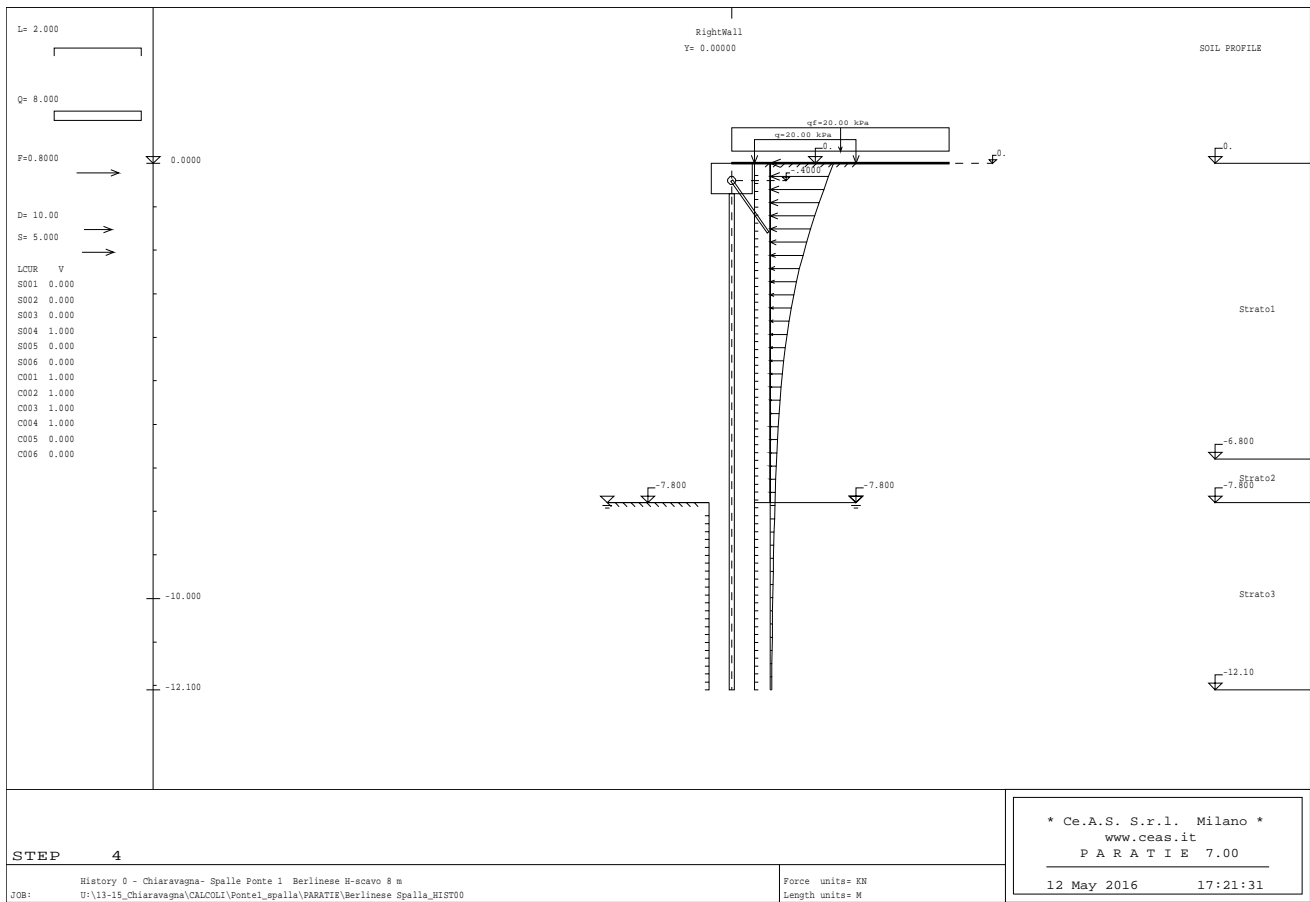
GENERAL CONTRACTOR  Consorzio Collegamenti Integrati Veloci	ALTA SORVEGLIANZA  GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE
	IG51-02-E-CV-CL-NV03-0X-003_A00 Tratta 1 – Ponte 1 - Relazione di calcolo spalle
	Foglio 21 di 79

- Incremento di spinta sismico  $\Delta F = \Delta F = 37.34 \text{ kN/m}$  agente sull'altezza di scavo ( $H_{scv} = 7.80 \text{ m}$ ). Tale incremento di spinta è considerato applicato a 2/3 dell'altezza di riferimento;
- Una forza di inerzia orizzontale del cordolo di testa:  $I_{cordolo} = 1.5 \text{ kN/m}$ .

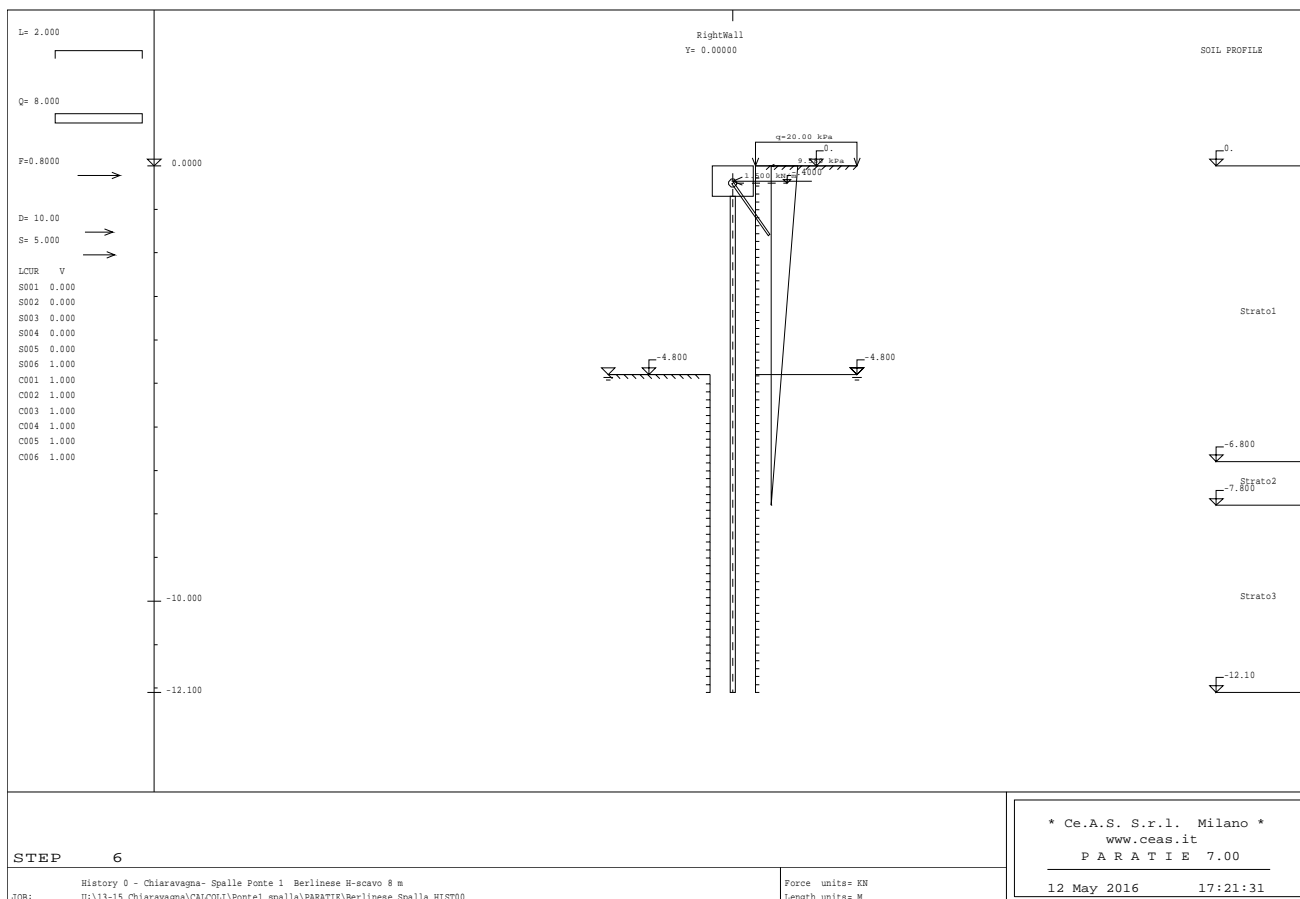
### 9.3. Fasi e dati di calcolo

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

- Fase 0: start – nihil
- Fase 1: condizione geostatica:
  - quota zero a estradosso cordolo;
  - applicazione del carico permanente  $P = 18 \text{ kN/ml}$  dovuto alla profondità del cordolo di 0.9m dal piano campagna;
  - applicazione della falda alla profondità di -4.8m da quota zero; tale profondità si riferisce alla quota di fondo alveo (rif. §7);
- Fase 2: realizzazione
  - del cordolo di testa in c.a. di dimensioni 95cmx70cm;
  - della berlinese fino alla profondità di 12.10m da quota zero (lunghezza micropalo  $L = 12 \text{ m}$  di cui 0.6m nel cordolo di testa);
- Fase 3: realizzazione del tirante a cavalletto;
- Fase 4: sono considerate:
  - applicazione del sovraccarico accidentale  $q = 20 \text{ kPa}$ ;
  - scavo alla profondità di -7.8m da quota zero (fondo scavo  $\Delta H_{scv} = 7.8 \text{ m}$ );
- Fase 5: Realizzazione della spalla e ritombamento a valle considerando uno scalzamento di 2m da fondo alveo:
  - Profondità del fondo scavo -6.8m da quota zero;
- Fase 6: Sisma:
  - assenza di carichi accidentali;
  - Incremento di spinta sismica  $\Delta S = 37.34 \text{ kN/ml}$  applicato su una altezza di 7.8 m (altezza max scavo) con distribuzione triangolare rovescia;
  - Inerzia cordolo di testa:  $i = 1.5 \text{ kN/ml}$



**Figura 5: Schema berlinese, massimo scavo**



**Figura 6: 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),

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**

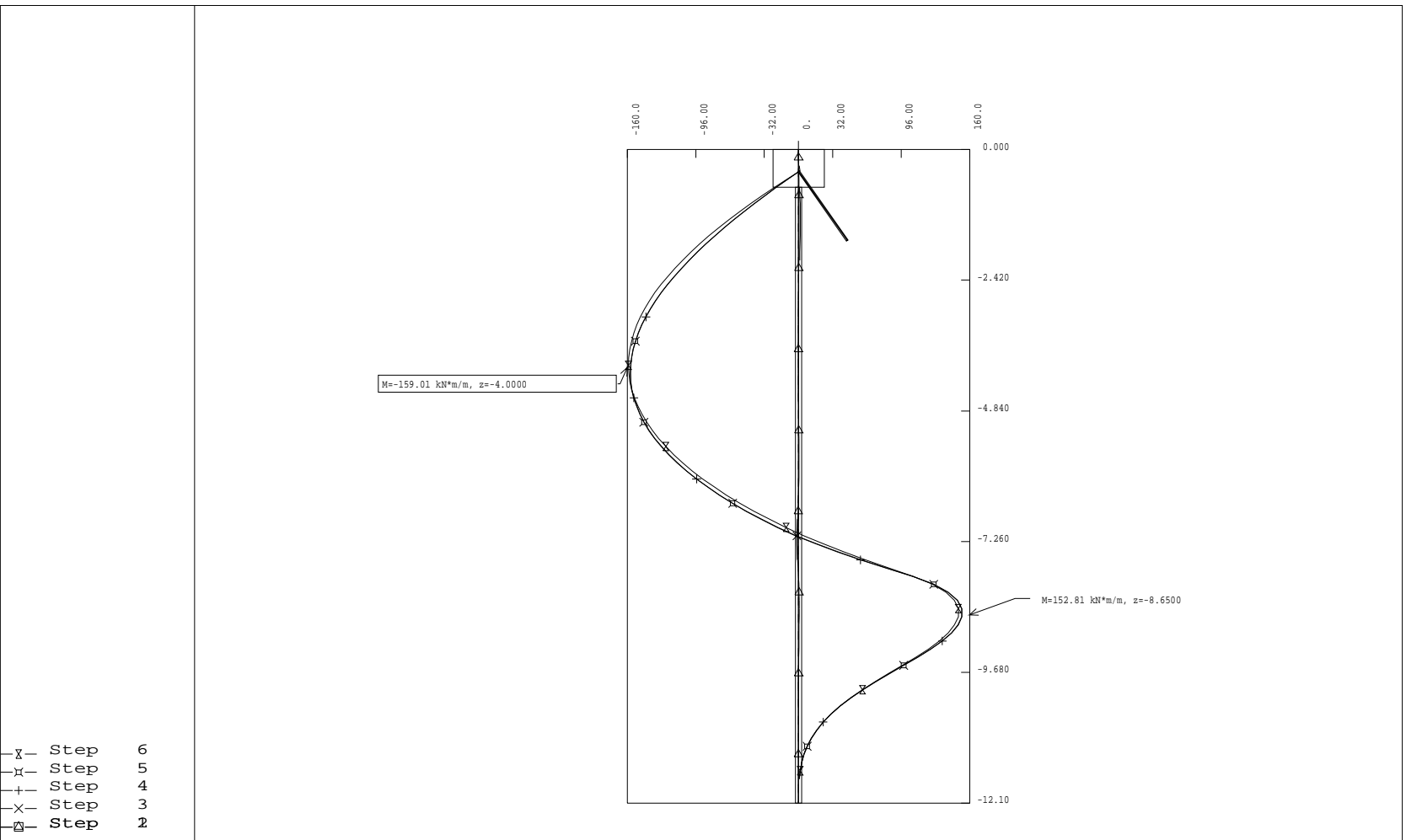
		STATICA			SISMICA		
Litotipo:	$\delta/\varphi$	$k_a$	$k_p$	$k_0$	$\delta/\varphi$	$k_{aE}$	$k_{pE}$
Riperti	0.67	0.256	5.79	0.470	0.0	0.360	3.16
Dep.Alluvionali	0.67	0.256	5.79	0.470	0.0	0.360	3.16
Serpentiniti cataclaste	0.67	0.256	5.79	0.470	0.0	0.360	3.16
Serpentiniti	0.67	0.256	5.79	0.470	0.0	0.360	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	159.1	168.04	155.4	42.128	27





BENDING MOMENTS [kN\*m/m]  
RANGE FROM 1 TO 6 GEOM. SCALE:0.94

History 0 - Chiaravagna- Spalle Ponte 1 Berlinese H-scavo 8 m  
JOB: U:\13-15\_Chiaravagna\CALCOLI\Pontel\_spalla\PARATIE\Berlinese Spalla\_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  
12 May 2016 17:41:38

Figura 7: Berlinese spalla, andamento momenti

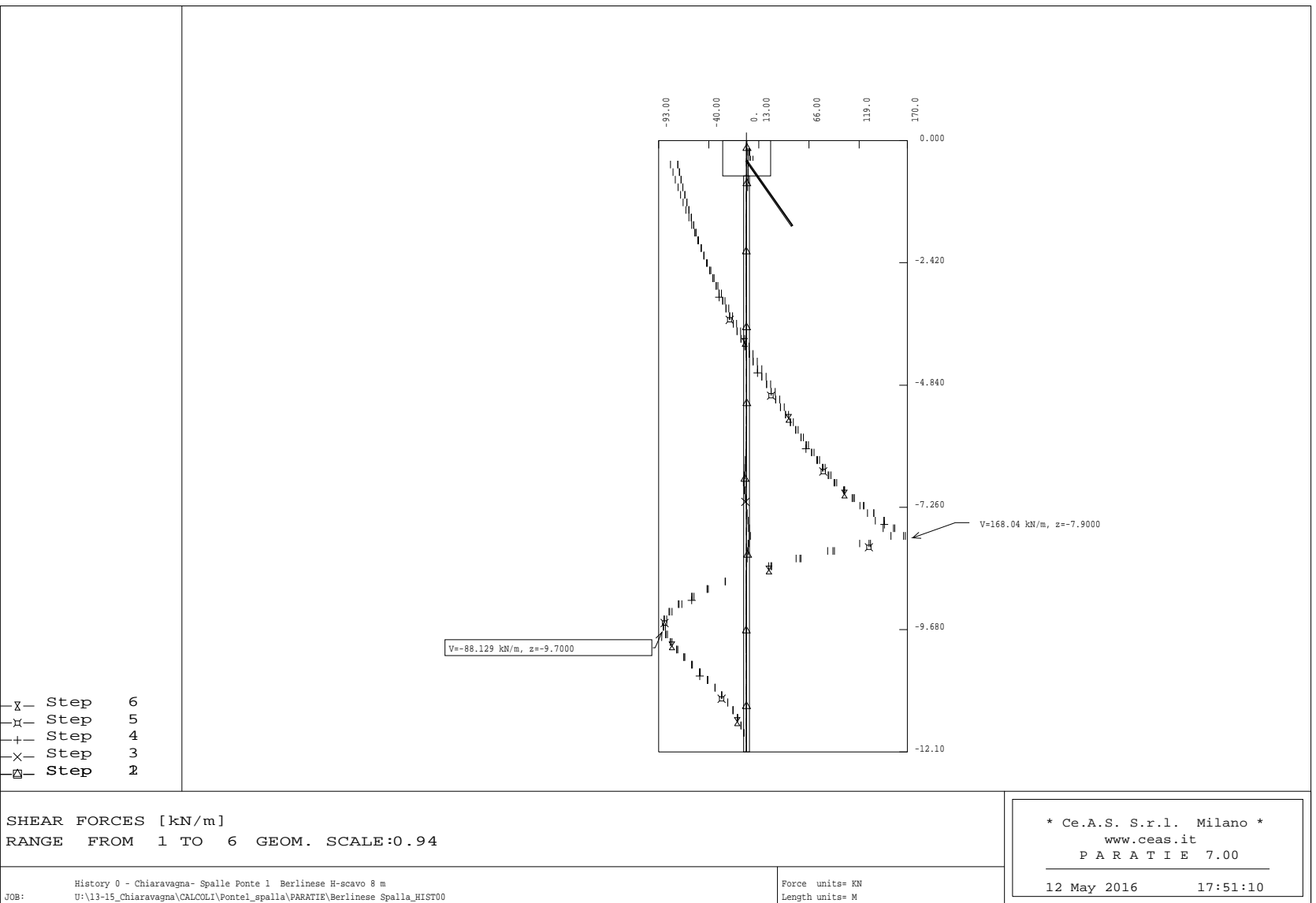
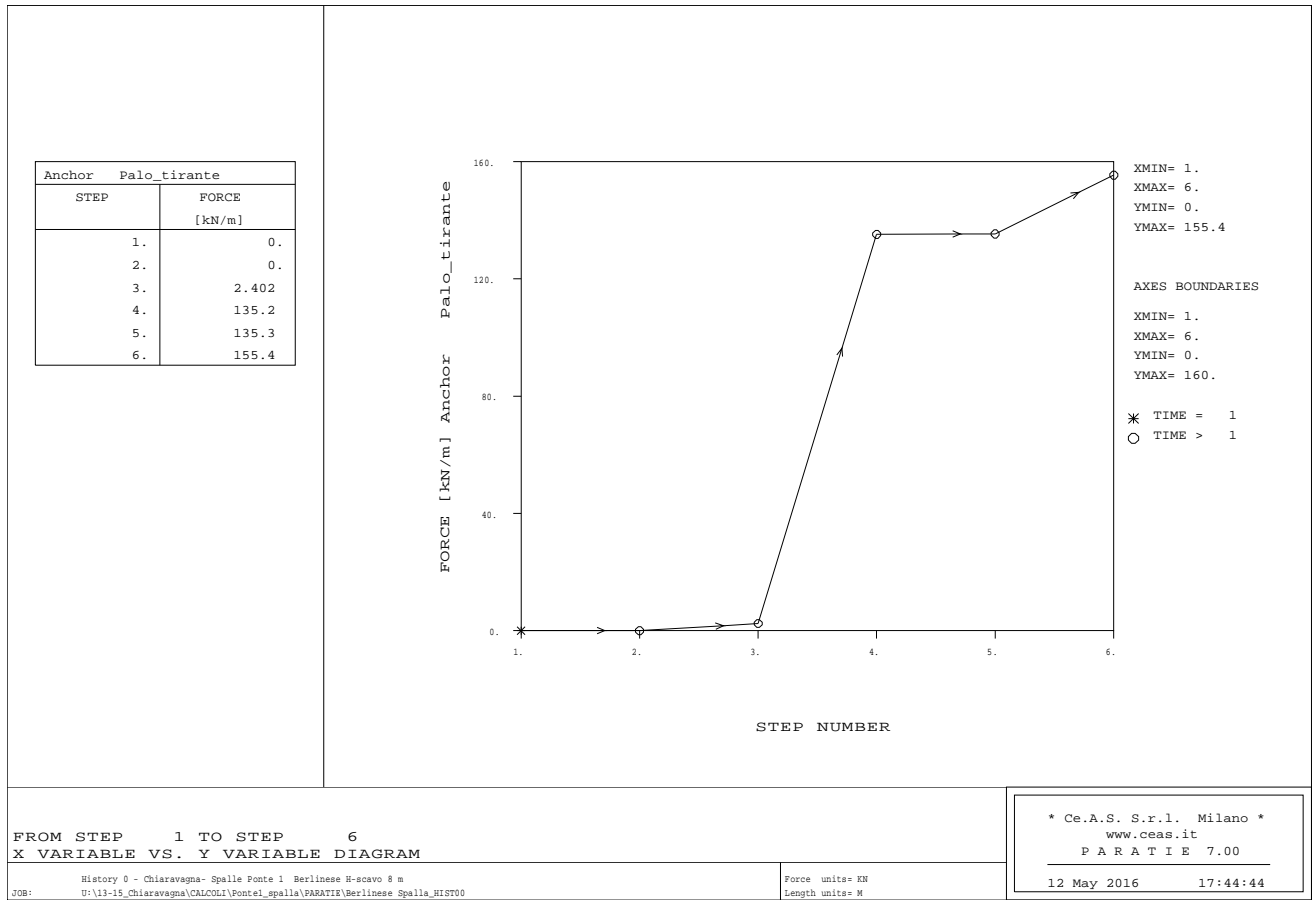
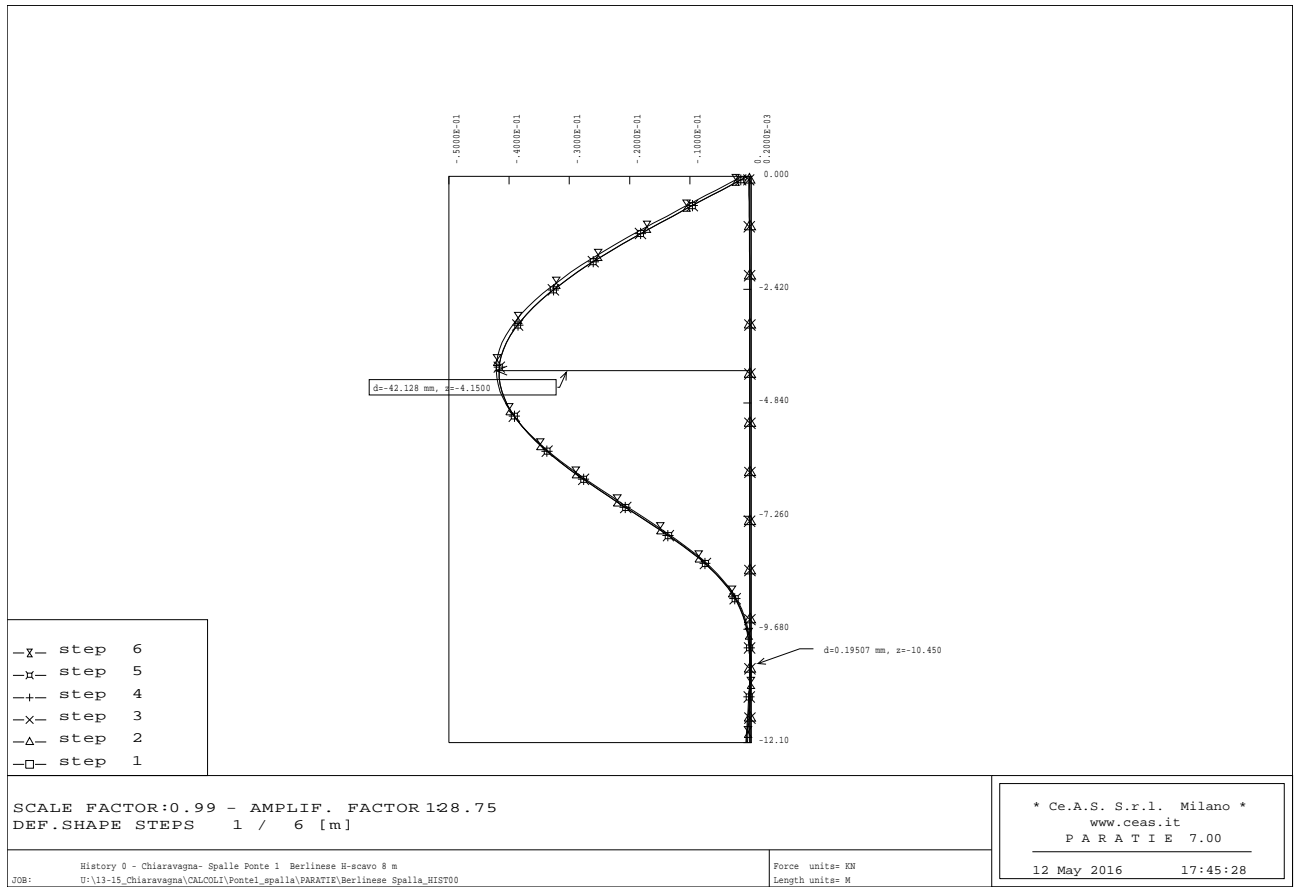


Figura 8: Berlinese spalla, andamento taglio



**Figura 9: Berlinese spalla, andamento tiro tirante**



**Figura 10: Berlinese spalla, 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

### Nmax

#### 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>	=	54.5	kN m
Taglio	V <sub>Ed</sub>	=	57.6	kN
interasse	i		0.343	m

#### Verifica in campo elastico

Tensione normale	σ <sub>x,Ed</sub>	=	220.72	MPa
Tensione tangenziale	τ <sub>ED</sub>	=	16.46	MPa
Sigma ideale	σ <sub>id</sub>	=	220.8	-
Tipo acciaio	Fe		510	
Sigma ammissibile	σ <sub>adm</sub>		240	
	σ <sub>id</sub> < σ <sub>adm</sub>			ok

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

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

## 9.6. Verifica tirante

La berlinese è stata prevista con tiranti definitivi a cavalletto realizzati da un micropalo 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 16m 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	=	155.4	kN/ml
interasse	i	=	2.4	m
Tiro di Esercizio	$N_{ES}$	=	373.0	kN

### *Verifica strutturale*

secondo prescrizioni AICAP

Sollecitazione assiale di esercizio nell'elemento di ancoraggio	$N_{ES}$	=	373.0	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	$f_{ptk}$	=	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 fptk

Radm = 896 kN

La verifica è : **soddisfatta**

### 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>		:	definitivo	
Coefficiente di sicurezza globale	FS	=	2.5	
Tratto di fondazione dell'elemento di ancoraggio	L <sub>A</sub>	=	8.2	m

### Geometria tirante

Tratto libero di ancoraggio	L <sub>L</sub>	=	7.5	m
Tratto di fondazione dell'elemento di ancoraggio	L <sub>A</sub>	=	8.2	m
Lunghezza perforazione dell'ancoraggio	L <sub>t</sub>	=	15.7	
Tratto di ancoraggio all'interno del cordolo		=	0.2	m
Lunghezza totale dell'ancoraggio	L <sub>tot</sub>	=	15.9	m

#### 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).



GENERAL CONTRACTOR  Consorzio Collegamenti Integrati Veloci	ALTA SORVEGLIANZA  GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE
	IG51-02-E-CV-CL-NV03-0X-003_A00 Tratta 1 – Ponte 1 - Relazione di calcolo spalle
	Foglio 33 di 79

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:

$$N_{\max} = 155.4 \times 2.4 = 373.0 \text{ kN}$$

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

$$\sigma = \frac{N_{\max}}{A} = 114.6 \text{ MPa} < \sigma_{\text{amm}}$$

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:

$$T_{\max} = 373.0 \text{ kN}$$

$$t = T_{\max}/A_l = 1.41 \text{ MPa}$$

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:

$$\sigma_c = 373.0 / (0.28^2 - 0.022) = 6.6 \text{ MPa} < \sigma_{c,\text{amm}}$$

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

$$\tau_c = 373.0 / 0.5 \times 2.56 = 0.29 \text{ MPa} < \tau_{c0}$$

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

$$\sigma_s = M/W = (6.6 \times 55^2/2) / (16^3/6) = 235.4 \text{ MPa}$$

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

Le sollecitazioni alla base delle costolature di irrigidimento sono pari a



$$T = 373.0/4 = 93.24 \text{ kN}$$

$$M = 93.24 \times 0.05 = 4.662 \text{ kNm}$$

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

$$\sigma_s = \frac{M}{W} = 124.32 \text{ MPa}$$

$$\tau_s = \frac{T}{A} = 62.16 \text{ MPa}$$

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

GENERAL CONTRACTOR  Consorzio Collegamenti Integrati Veloci	ALTA SORVEGLIANZA  GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	
IG51-02-E-CV-CL-NV03-0X-003_A00 Tratta 1 – Ponte 1 - Relazione di calcolo spalle		Foglio 35 di 79

### 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:

$$M_{tr} = 155.5 \times 2.40^2 / 10 = 89.5 \text{ kNm}$$

$$H_{tr} = 155.4 \times 2.40 / 2 = 189.5 \text{ kN}$$

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

<i>Momento massimo</i>	M =	89.50	kNm
<i>Taglio massimo</i>	T =	189.50	kN
<i>Verifiche di resistenza</i>			
Asse neutro (da lembo compresso)	x =	17.87	cm
Momento di inerzia sezione parzializzata	J =	1094762	cm <sup>4</sup>
tensione cls	$\sigma_c =$	1.46	MPa
tensione acciaio layer 1	$\sigma_{s1} =$	-86.5	MPa
tensione acciaio layer 2	$\sigma_{s2} =$		MPa
<i>Verifica a fessurazione</i>			
tensione cls per fessurazione	$\sigma_c =$	1.46	MPa
tensione acciaio per fessurazione	$\sigma_{s1} =$	86.5	MPa
momento di prima fessurazione	$M_{fctk} =$	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
<i>Verifica a taglio</i>			
massimo sforzo di taglio	$\tau_{max} =$	0.34	MPa

La sezione è verificata, non si ha apertura di fessure

<p>GENERAL CONTRACTOR</p>  <p>CODIV Consorzio Collegamenti Integrati Veloci</p>	<p>ALTA SORVEGLIANZA</p>  <p>ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE</p>
	<p>IG51-02-E-CV-CL-NV03-0X-003_A00 Tratta 1 – Ponte 1 - Relazione di calcolo spalle</p> <p>Foglio 36 di 79</p>

## 10. SPALLA

### 10.1. Geometria della spalla

La spalla, prevista in c.a., ha una carpenteria ad “L”.

Il paramento della spalla ha spessore di 1 m e altezza di riferimento dallo spiccato di 7.45m compreso il paraghiaia ( $H_{\text{paraghiaia}}=1.35\text{m}$ ).

La fondazione ha sviluppo unicamente verso valle; la base è di 2.6 m e l'altezza di 0.9 m.

Nelle impostazioni di progetto la fondazione è stata approfondita in funzione dei dati a disposizione su la profondità del sub-strato roccioso, e sulla stima dello scalzamento dell'alveo in presenza di piena.

La quota intradosso fondazione spalla è stata posata rispetto l'alveo attuale (quota fondo alveo di riferimento q.f.a.:+60.42m s.l.m.) secondo i seguenti criteri:

- 1) sulla base delle informazioni stratigrafiche di progetto che prevedono la presenza del substrato roccioso, con eventuale presenza di cappellaccio, al di sotto di una coltre alluvionale di spessore di ca.2.0m (riferimento Tabella 2).
- 2) una profondità di scalzamento in caso di piena duecentennale, stimata di ca. 2.5m, cioè che interessa e agisce completamente sullo spessore delle coltri.

Nella seguente Figura è illustrato lo schema della spalla:

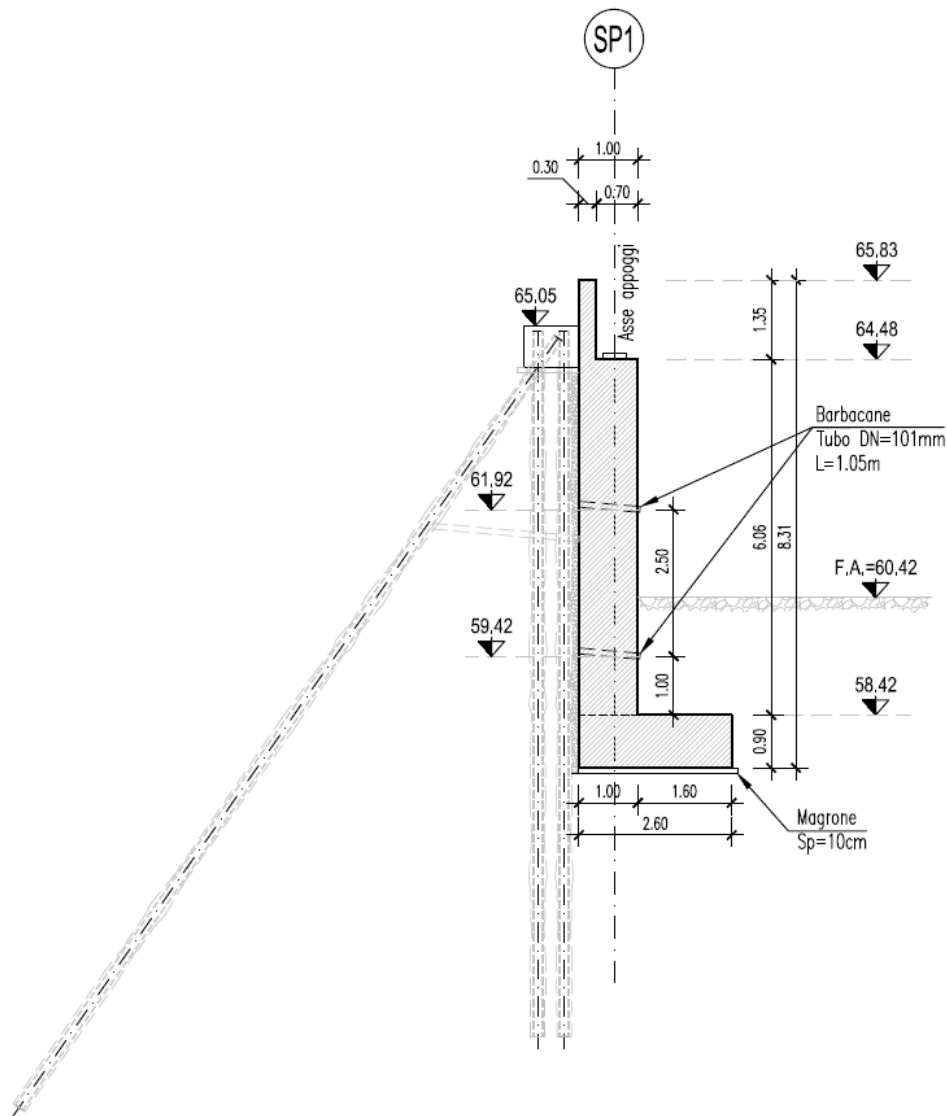


Figura 11: Ponte1, Spalla, schema carpenteria

## 10.2. Carichi

Pesi propri della struttura in c.a., considerando un  $\gamma_{cls} = 25 \text{ kN/m}^3$ .

Spinte, la berlinese posta immediatamente a monte della spalla, e non solidarizzata ad essa, ha il ruolo di sostegno della azione della spinta statica e sismica delle terre e della azione di spinta proveniente dal traffico retrostante. Per questa ragione i contributi delle spinte sono omesse nelle analisi dei carichi della spalla.

GENERAL CONTRACTOR  Consorzio Collegamenti Integrati Veloci	ALTA SORVEGLIANZA  GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE
	IG51-02-E-CV-CL-NV03-0X-003_A00 Tratta 1 – Ponte 1 - Relazione di calcolo spalle
	Foglio 38 di 79

Tuttavia è stato valutato l'equilibrio della spalla anche considerando la presenza del contributo dell'incremento di spinta sismico.

I carichi dell'impalcato:

Le azioni applicate sono ricavate dividendo l'intero carico proveniente dall'impalcato (di luce media  $LI=26.6$  m) per la lunghezza della spalla  $L=8.9$  m.

Permanenti:

peso proprio travi in acciaio	$6 \times 4.8 \times LI/2 = 382.7$ kN
peso proprio soletta	$8.9 \times 0.25 \times 25 \times LI/2 = 739.8$ kN
peso sovrastruttura	$7.4 \times 3.2 \times LI/2 = 314.9$ kN
altri carichi	=130.8kN
<b>TOTALE</b>	<b>1568.2</b> kN
azione su di un metro di spalla	<b>176.2 kN/ml</b>

carichi mobili	1450kN
azione su di un metro di spalla	<b>162.9 kN/ml</b>

Azioni orizzontali:

frenamento	180kN
azione su di un metro di spalla	<b>20.22 kN/ml</b>

Combinazione sismica:

azione verticale su di un metro di spalla	<b>176.2 kN/ml</b>
inerzia orizzontale ( $F_h=0.087$ )	15.39 kN/ml
inerzia verticale ( $F_v=0.28$ )	$\pm 49.34$ kN/ml

### 10.3. Combinazioni di carico

STATICA			COMBINAZIONI							
PESI PROPRI SPALLA			1	2	3	3_1	4*	4_1*	4	4_1
1	g1	paraghiaia	A_I	A_III	A_IV	A_IV_1	A_V*	A_V_1*	A_V	A_V_1
2	g1	paramento	A_I	A_III	A_IV	A_IV_1	A_V*	A_V_1*	A_V	A_V_1
3	g1	fondazione	A_I	A_III	A_IV	A_IV_1	A_V*	A_V_1*	A_V	A_V_1
<u>Rinterro di MONTE: nullo</u>			A_I	A_III	A_IV	A_IV_1	A_V*	A_V_1*		A_V_1*
<u>Rinterro di VALLE:</u>										
4	g2	Rinterro in esercizio	A_I	A_III			A_V*	A_V_1*	A_V	A_V_1
5	g2	Rinterro con piena			A_IV	A_IV_1				
<u>AZIONE SOTTOSPINTA IDRAULICA</u>										
10	g3	Sottospinta in esercizio	A_I	A_III			A_V*	A_V_1*	A_V	A_V_1
11	g3	Sottospinta in piena			A_IV	A_IV_1				
<u>CARICHI DAGLI APPOGGI</u>										
12	g1+g2	Peso proprio	A_I	A_III	A_IV	A_IV_1	A_V*	A_V_1*	A_V	A_V_1
13	q1	Variabile		A_III	A_IV					
14	q3	Frenamento		A_III	A_IV					
<u>SISMICA</u>										
<u>SPINTE IN SISMICA</u>										
15	q6	<i>Incremento di spinta sul muro frontale</i>							A_V	A_V_1
<u>INERZIE SPALLA orizzontali</u>										
16	q6	Inerzia paraghiaia					A_V*	A_V_1*	A_V	A_V_1
17	q6	Inerzia paramento					A_V*	A_V_1*	A_V	A_V_1
18	q6	Inerzia fondazione					A_V*	A_V_1*	A_V	A_V_1
<u>INERZIA RINTERRO orizzontali</u>										
19	q6	Inerzia rinterro esercizio					A_V*	A_V_1*	A_V	A_V_1
<u>INERZIA IMPALCATO</u>										
20	q6	Inerzia appoggio orizzontale					A_V*	A_V_1*	A_V	A_V_1
21	q6	Inerzia appoggio verticale (verso il basso)					A_V*		A_V	
22	q6	Inerzia appoggio verticale (verso l'alto)						A_V_1*		A_V_1

**Tabella 5 Combinazioni di carico**

### 10.4. Azioni a intradosso fondazione

Le singole azioni caratteristiche:

			AZIONI		MOMENTI		
			Vertical i	Orizzontal e	Moment o	M_0 stabilizz.	M_0 ribaltant
			kN/ml	kN/ml	kNm/ml	kNm/ml	kNm/ml
<b>STATICA</b>							
<u>PESI PROPRI SPALLA</u>							
1	g1	paraghiaia	10.13		-11.64	-24.8	
2	g1	paramento	152.5		-122	-320.3	
3	g1	fondazione	58.5		0	-76.1	
<u>Rinterro di MONTE: nullo</u>			0.0		0	0.0	
<u>Rinterro di VALLE:</u>							
4	g2	Rinterro in esercizio	64.0		32	-51.2	
5	g2	Rinterro con piena	0.0		0	0.0	
<u>AZIONE SOTTOSPINTA IDRAULICA</u>							
10	g3	Sottospinta in esercizio	-75.4		0		98.0
11	g3	Sottospinta in piena	-144.6		0		187.9
<u>CARICHI DAGLI APOGGI</u>							
12	g1+g2	Peso proprio	176.2		-123.3	-352.4	
13	q1	Variabile	162.9		-114.0	-325.8	
14	q3	Frenamento		20.2	145.6		145.6
<b>SISMICA</b>							
<u>SPINTE IN SISMICA</u>							
15	q6	<i>Incremento di spinta sul muro frontale</i>		37.34	207.9		207.9
<u>INERZIE SPALLA orizzontali</u>							
16	q6	Inerzia paraghiaia		0.88	6.79		6.8
17	q6	Inerzia paramento		13.32	52.62		52.6
18	q6	Inerzia fondazione		5.1	2.30		26.1
<u>INERZIA RINTERRO orizzontali</u>							
19	q6	Inerzia rinterro esercizio		5.6	10.6		10.6
<u>INERZIA IMPALCATO</u>							
20	q6	Inerzia appoggio orizzontale		15.4	110.8		110.8
21	q6	Inerzia appoggio verticale (verso il basso)	49.3		-34.54	-98.7	
22	q6	Inerzia appoggio verticale (verso l'alto)	-49.3		34.54		98.7



Le combinazioni dei carichi a intradosso fondazione (baricentrico):

n.	COMBINAZIONI	N	T	M
1	Combinazione A_I	385.9	0.0	-225.0
2	Combinazione A_III	548.8	20.2	-193.4
3	Combinazione A_IV	415.7	20.2	-225.4
3_1	<b>Combinazione A_IV_1</b>	252.8	0.0	-257.0
4*	Combinazione A_V*	435.3	40.3	-76.4
4_1*	<b>Combinazione A_V_1*</b>	336.6	40.3	-7.3
4	Combinazione A_V	435.3	77.6	131.5
4_1*	<b>Combinazione A_V_1</b>	336.6	77.6	200.6

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

La fondazione ha sviluppo unicamente verso valle; la base è di 2.6 m e altezza 0.9 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:  $\frac{Q_u}{R} \geq FS = 3$

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

$$\frac{F_s}{F_r} \geq FS = 1.5.$$

Le verifiche risultano soddisfatte.

### 10.5.1. Combinazione A\_IV\_1, presenza di piena

#### 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]
252.8	0.0	0.0	256.98	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> ]
22.0	50	32	10.8	0.00	12.0	12.0	12.0

#### Geometria

D	B	L	$\alpha$	$\beta$	$\delta_B$	$\delta_L$
[m]	[m]	[m]	[°]	[°]	[°]	[°]
0.9	2.6	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> ]
1.02	0.00	0.57	1.00	0.57

#### 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	2128	1206	4.8	OK
Direz. L	2128	1206	4.8	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

#### Sollecitazioni di calcolo

N	T <sub>B</sub>	T <sub>L</sub>
[kN]	[kN]	[kN]
252.8	0.0	0.0

#### Parametri geotecnici

$\gamma_{TOT}$	c'	$\phi'$	h <sub>w</sub>
[kN/m <sup>3</sup> ]	[kPa]	[°]	[m]
20.0	50	32.0	0.00

#### Verifica scorrimento

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

### 10.5.2. Combinazione A\_V\_1\*

#### 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]
336.6	40.3	0.0	7.28	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> ]
22.0	50	32	34.8	0.00	12.0	12.0	12.0

#### Geometria

D	B	L	$\alpha$	$\beta$	$\delta_B$	$\delta_L$
[m]	[m]	[m]	[°]	[°]	[°]	[°]
2.9	2.6	1.0	0.00	0.00	4.2	0.0

#### Eccentricità dei carichi

e <sub>B</sub>	e <sub>L</sub>	B'	L'	A'
[m]	[m]	[m]	[m]	[m <sup>2</sup> ]
0.02	0.00	2.56	1.00	2.56

#### 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	2174	5557	16.5	OK
Direz. L	3045	7784	23.1	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>	0.646	1.000
	i <sub>q</sub>	0.734	1.000
	i <sub>c</sub>	0.722	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]
336.6	40.3	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]	[-]	[-]	
210	5.2	-	OK

### 10.5.3. Combinazione A\_V\_1

#### 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]
336.6	77.6	0.0	200.58	0.0

#### Fondazione

nastri-forme

#### 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> ]
22.0	50	32	34.8	0.00	12.0	12.0	12.0

#### Geometria

D	B	L	$\alpha$	$\beta$	$\delta_B$	$\delta_L$
[m]	[m]	[m]	[°]	[°]	[°]	[°]
2.9	2.6	1.0	0.00	0.00	8.1	0.0

#### Eccentricità dei carichi

e <sub>B</sub>	e <sub>L</sub>	B'	L'	A'
[m]	[m]	[m]	[m]	[m <sup>2</sup> ]
0.60	0.00	1.41	1.00	1.41

#### 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	1468	2067	6.1	OK
Direz. L	2836	3994	11.9	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>	0.415	1.000
	i <sub>q</sub>	0.542	1.000
	i <sub>c</sub>	0.521	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]
336.6	77.6	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]	[-]	[-]	
210	2.7	-	OK

GENERAL CONTRACTOR  Consorzio Collegamenti Integrati Veloci	ALTA SORVEGLIANZA  GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE
	IG51-02-E-CV-CL-NV03-0X-003_A00 Tratta 1 – Ponte 1 - Relazione di calcolo spalle
	Foglio 45 di 79

## 10.6. 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:

		Mstab	Mrib	Mstab/Mrib
1	Combinazione A_I	-825	98	8.41
2	Combinazione A_III	-1151	244	4.72
3	Combinazione A_IV	-1099	334	3.30
3_1	<b>Combinazione A_IV_1</b>	-774	188	4.12
4*	Combinazione A_V*	-923	305	3.03
4_1*	<b>Combinazione A_V_1*</b>	-825	404	2.04
4	Combinazione A_V	-923	513	180
4_1	<b>Combinazione A_V_1</b>	-825	612	1.35

Si osserva che le verifiche sono tutte soddisfatte con i prescritti valori di norma.

Per le verifiche a ribaltamento, nella combinazione A\_V\_1 si considerano accettabili valori leggermente inferiori a quelli di norma, avendo imposto cautelativamente che tutta la sovraspinta sismica possa essere trasferita dalle berlinesi alle spalle – a motivo della loro maggiore rigidità – in presenza dei carichi minimi verticali concomitanti (azione sismica verso l'alto su impalcato). Si tratta evidentemente di una condizione molto severa di carico, in quanto è lecito attendersi una certa compartecipazione tra berlinese e spalle: i fattori di sicurezza comunque maggiori dell'unità dimostrano la stabilità all'equilibrio dell'opera in tutte le condizioni di carico.

GENERAL CONTRACTOR  Consorzio Collegamenti Integrati Veloci	ALTA SORVEGLIANZA  GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	
IG51-02-E-CV-CL-NV03-0X-003_A00 Tratta 1 – Ponte 1 - Relazione di calcolo spalle		Foglio 46 di 79

### 10.7. Verifica strutturale della fondazione

Per la verifica dell'armatura della fondazione si considera la sezione di attacco della mensola di valle, di spessore 90 cm.

Le sollecitazioni nella sezione di verifica sono di seguito determinate:

Combinazione	M (kNm/m)		T (kN/m)	
	p.to C_monte	p.to B_valle	p.to C_m	p.to B_v
Combinazione A_I	0.0	13.6	0.0	-74.5
Combinazione A_III	0.0	111.8	0.0	-196.1
Combinazione A_IV	0.0	26.5	0.0	-94.4
Combinazione A_IV_1	0.0	-88.4	0.0	-110.6
Combinazione A_V	0.0	273.6	0.0	-303.7
Combinazione A_V_1	0.0	276.13	0.0	-280.8
M positivo_fibre inferiori				
M negativo_fibre superiori				
T negativo: prevale la pressione del terreno				

Momento flettente  $M = 276.13$  kNm/m

Azione tagliante  $V = 303.70$  kN/m

Calcestruzzo classe C32/40

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

<b>Momento massimo</b>	M =	276.13	kNm
<b>Taglio massimo</b>	T =	303.70	kN
<b>Verifiche di resistenza</b>			
Asse neutro (da lembo compresso)	x =	16.41	cm
Momento di inerzia sezione parzializzata	J =	1286468	cm <sup>4</sup>
tensione cls	$\sigma_c =$	3.52	MPa
tensione acciaio layer 1	$\sigma_{s1} =$	-220.8	MPa
tensione acciaio layer 2	$\sigma_{s2} =$		MPa
<b>Verifica a fessurazione</b>			
tensione cls per fessurazione	$\sigma_c =$	3.52	MPa
tensione acciaio per fessurazione	$\sigma_{s1} =$	220.8	MPa
momento di prima fessurazione	$M_{fck} =$	404.83	kNm
momento di apertura fessure	$M_{fctm} =$	481.95	kNm
tensione acciaio per $M_{fctm}$	$\sigma_{sr} =$	385.4	MPa
	$M_{cr} > M$		mm
<b>Verifica a taglio</b>			
massimo sforzo di taglio	$\tau_{max} =$	0.39	MPa

GENERAL CONTRACTOR  Consorzio Collegamenti Integrati Veloci	ALTA SORVEGLIANZA  GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	
IG51-02-E-CV-CL-NV03-0X-003_A00 Tratta 1 – Ponte 1 - Relazione di calcolo spalle		Foglio 47 di 79

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

### 10.8. Verifica strutturale del paramento

Per la verifica dell'armatura del paramento si considera la sezione di spiccato, di spessore 100 cm.

Le sollecitazioni nella sezione di verifica sono di seguito determinate:

STATICA			AZIONI		
			Verticali	Orizzontale	Momento
PESI PROPRI SPALLA			kN/ml	kN/ml	kNm/ml
1	g1	paraghiaia	10.13		-3.54
2	g1	paramento	152.5		0
SOMMA			162.6		
CARICHI DAGLI APPOGGI					
12	g1+g2	Peso proprio	176.2		17.6
13	q1	Variabile	162.9		16.3
14	q3	Frenamento		20.2	127.4
SISMICA					
SPINTE IN SISMICA					
15	q6	<i>Incremento di spinta sul muro frontale</i>		37.34	185.5
INERZIE SPALLA orizzontali					
16	q6	Inerzia paraghiaia		0.88	5.99
17	q6	Inerzia paramento		13.32	40.63
18	q6	Inerzia fondazione		0.0	0.00
INERZIA IMPALCATO					
20	q6	Inerzia appoggio orizzontale		15.4	97.0
21	q6	Inerzia appoggio verticale (verso il basso)	49.3		4.93
22	q6	Inerzia appoggio verticale (verso l'alto)	-49.3		-4.93

	Combinazioni	N	T	M
1	Combinazione A_I	338.8	0.0	14.1
2	Combinazione A_III	501.7	20.2	157.8
3	Combinazione A_IV	501.7	20.2	157.8
3_1	Combinazione A_IV_1	338.8	0.0	14.1
4	Combinazione A_V	388.2	66.9	348.1
4_1	Combinazione A_V_1	289.5	66.9	338.2

GENERAL CONTRACTOR  Consorzio Collegamenti Integrati Veloci	ALTA SORVEGLIANZA  GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE
	IG51-02-E-CV-CL-NV03-0X-003_A00 Tratta 1 – Ponte 1 - Relazione di calcolo spalle
	Foglio 48 di 79

Azione Assiale  $N = 162.6 \text{ kN/m}$  (solo peso del paramento e paraghiaia)

Momento flettente  $M = 348.1 \text{ kNm/m}$

Azione tagliante  $T = 66.9 \text{ kN/m}$

Calcestruzzo classe C32/40

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

<b>Momento massimo</b>	M =	348.10	kNm
<b>Azione assiale</b>	N =	-162.60	kN

<b>Verifiche di resistenza</b>			
Asse neutro (da lembo compresso)	x =	21.04	cm
Momento di inerzia sezione parzializzata	J =	1568840	cm <sup>4</sup>
eccentricità	e =	214.08	cm
tensione cls	$\sigma_c =$	4.04	Mpa
tensione acciaio layer 1	$\sigma_{s1} =$	-206.5	Mpa
tensione acciaio layer 2	$\sigma_{s2} =$		Mpa

<b>Verifica a fessurazione</b>			
Asse neutro (da lembo compresso)	x =	21.04	cm
eccentricità	e =	214.08	cm
tensione cls per fessurazione	$\sigma_c =$	4.04	Mpa
tensione acciaio per fessurazione	$\sigma_{s1} =$	206.5	Mpa
momento di fessurazione	M <sub>cr</sub> =	635.86	kNm
azione assiale per apertura fessure	N <sub>cr</sub> =	297.01	kN
tensione cls prima fessurazione	$\sigma_{cr} =$	7.37	Mpa
tensione acciaio prima fessurazione	$\sigma_{sr} =$	377.3	Mpa
		M <sub>cr</sub> > M	

<b>Verifica a taglio</b>			
massimo sforzo di taglio	$\tau_{\text{max}} =$	0.08	Mpa

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



### 10.9. Paraghiaia

Il paraghiaia, che spicca dal muro frontale, è verificato considerando uno schema di calcolo a mensola in cui i carichi sul paramento esterno sono:

- peso proprio paraghiaia ( $G_1$ );
- spinta del terreno ( $G_3$ );
- spinta dovuta al sovraccarico stradale ( $Q_{VERT}$ );
- forza di frenatura ( $Q_H$ ).

I parametri assunti nelle verifiche sono:

- altezza paraghiaia:  $H = 1.35$  m
- spessore:  $b = 0.30$  m
- angolo terreno a tergo:  $32^\circ$
- coefficiente di spinta a riposo:  $0.470$
- peso specifico terreno:  $20.00$  kN/m<sup>3</sup>
- sovraccarico stradale:  $q = 20$  kN/m<sup>2</sup>
- frenatura sul paraghiaia:  $q_{frenat} = 180$  kN

Di seguito le sollecitazioni alla base del paraghiaia per ciascuna condizione di carico:

#### $G_1$

N	10.13	[kN/m]
T	0.00	[kN/m]
M	0.00	[kNm/m]

#### $G_3$ ( $K_0$ )

N	0.00	[kN/m]
T	8.57	[kN/m]
M	3.86	[kNm/m]

#### $Q_{VERT}$ ( $K_0$ )

N	0.00	[kN/m]
T	12.69	[kN/m]
M	8.57	[kNm/m]

#### $Q_H$

N	0.00	[kN/m]
T	66.67	[kN/m]
M	90.00	[kNm/m]

Risulta quindi:

$$N = 10.13 \text{ kN/m}$$

$$M = 102.42 \text{ kNm/m}$$

$$T = 87.93 \text{ kN/m}$$

GENERAL CONTRACTOR  Consorzio Collegamenti Integrati Veloci	ALTA SORVEGLIANZA  GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	
IG51-02-E-CV-CL-NV03-0X-003_A00 Tratta 1 – Ponte 1 - Relazione di calcolo spalle		Foglio 50 di 79

Il paraghiaia è armato con  $\phi 20/10$  in direzione verticale (interni),  $\phi 12/20$  in direzione orizzontale (esterni) e spilli  $\phi 8$  a maglia  $40 \times 40$ .

<b>Momento massimo</b>	M =	102.42	kNm
<b>Azione assiale</b>	N =	10.13	kN

<b>Verifiche di resistenza</b>			
Asse neutro (da lembo compresso)	x =	9.92	cm
Momento di inerzia sezione parzializzata	J =	129847	cm <sup>4</sup>
eccentricità	e =	1011.06	cm
tensione cls	$\sigma_c =$	7.78	Mpa
tensione acciaio layer 1	$\sigma_{s1} =$	-163.4	Mpa
tensione acciaio layer 2	$\sigma_{s2} =$		Mpa

<b>Verifica a fessurazione</b>			
Asse neutro (da lembo compresso)	x =	9.92	cm
eccentricità	e =	1011.06	cm
tensione cls per fessurazione	$\sigma_c =$	7.78	Mpa
tensione acciaio per fessurazione	$\sigma_{s1} =$	163.4	Mpa
momento di fessurazione	M <sub>cr</sub> =	66.98	kNm
azione assiale per apertura fessure	N <sub>cr</sub> =	6.62	kN
tensione cls prima fessurazione	$\sigma_{cr} =$	5.09	Mpa
tensione acciaio prima fessurazione	$\sigma_{sr} =$	106.9	Mpa
apertura fessure	w <sub>k</sub> =	0.154	mm

<b>Verifica a taglio</b>			
massimo sforzo di taglio	$\tau_{max} =$	0.39	Mpa

Le verifiche sono soddisfatte.

GENERAL CONTRACTOR  Consorzio Collegamenti Integrati Veloci	ALTA SORVEGLIANZA  GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	
	IG51-02-E-CV-CL-NV03-0X-003_A00 Tratta 1 – Ponte 1 - Relazione di calcolo spalle	Foglio 51 di 79

## 11. APPENDICE DI CALCOLO

### 11.1. Calcolo berlinese

PARATIE 7.00 Ce.A.S. s.r.l. - Milano PAG. 1  
12 May 2016 17:46:34  
History 0 - Chiaravagna- Spalle Ponte 1 Berlinese H-scavo 8 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\Berlinese Spalla  
12 May 2016 17:46:34

PARATIE 7.00 Ce.A.S. s.r.l. - Milano PAG. 2  
12 May 2016 17:46:34  
History 0 - Chiaravagna- Spalle Ponte 1 Berlinese H-scavo 8 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\berlinese spalla
3:  * project with "run time" parameters
4:  * Force=kN Lenght=m
5:  *
6:  units m kN
7:  title History 0 - Chiaravagna- Spalle Ponte 1 Berlinese H-scavo 8 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 -12.1 0
15: *
16: soil DHRight RightWall -12.1 0 2 0
17: soil UHRight RightWall -12.1 0 1 180
18: *
19: material cls300 3.15E+007
20: material acciaio 2.1E+008
21: *
22: beam Beam RightWall -0.7 0 cls300 0.95 00 00

```







GENERAL CONTRACTOR  Consorzio Collegamenti Integrati Veloci	ALTA SORVEGLIANZA  GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE
	IG51-02-E-CV-CL-NV03-0X-003_A00 Tratta 1 – Ponte 1 - Relazione di calcolo spalle
	Foglio 55 di 79

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  
12 May 2016 17:46:34  
History 0 - Chiaravagna- Spalle Ponte 1 Berlinese H-scavo 8 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)

LAYER Stratol  
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  
12 May 2016 17:46:34  
History 0 - Chiaravagna- Spalle Ponte 1 Berlinese H-scavo 8 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	=	-4.8000	m
uphill surcharge	=	18.000	kPa
uphill surcharge elev.	=	0.0000	m





<p>GENERAL CONTRACTOR</p>  <p>Consorzio Collegamenti Integrati Veloci</p>	<p>ALTA SORVEGLIANZA</p>  <p>GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE</p>	
<p>IG51-02-E-CV-CL-NV03-0X-003_A00 Tratta 1 – Ponte 1 - Relazione di calcolo spalle</p>		<p>Foglio 57 di 79</p>

free field elevation	=	0.0000	m
excavation level	=	-7.8000	m
water_table level	=	-7.8000	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	=	-12.100	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	=	-6.8000	m
water_table level	=	-6.8000	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	=	-12.100	m

PARATIE 7.00 Ce.A.S. s.r.l. - Milano PAG. 10  
12 May 2016 17:46:34  
History 0 - Chiaravagna- Spalle Ponte 1 Berlinese H-scavo 8 m

STEP DESCRIPTOR SUMMARY FOR STEP NO. 5

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. 6

WALL RightWall

y-coordinate	=	0.0000	m
free field elevation	=	0.0000	m
excavation level	=	-4.8000	m
water_table level	=	-4.8000	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	=	-12.100	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)



MATERIALS	
Name	YOUNG MODULUS
	kPa
cls3	3.15E+007
acci	2.1E+008

PARATIE 7.00 Ce.A.S. s.r.l. - Milano PAG. 13  
 12 May 2016 17:46:34  
 History 0 - Chiaravagna- Spalle Ponte 1 Berlinese H-scavo 8 m

DISTRIBUTED LOAD SUMMARY

Wall	From step	To step	Z1	P1	Z2	P2
Righ	6	6	-7.8000	0.0000	0.0000	-9.5800

UNITS FOR Z1 , Z2 =m  
 UNITS FOR P1 , P2 =kPa

PARATIE 7.00 Ce.A.S. s.r.l. - Milano PAG. 14  
 12 May 2016 17:46:34  
 History 0 - Chiaravagna- Spalle Ponte 1 Berlinese H-scavo 8 m

CONCENTRATED LOAD SUMMARY

Wall	From step	To step	ZETA	FORCE	MOMENT
Righ	6	6	-0.35000	-1.5000	0.0000

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

PARATIE 7.00 Ce.A.S. s.r.l. - Milano PAG. 15  
 12 May 2016 17:46:34  
 History 0 - Chiaravagna- Spalle Ponte 1 Berlinese H-scavo 8 m

INCREMENTAL ANALYSIS SUMMARY

STEP	NO. OF ITERATIONS	CONVERGENCE
1	2	YES
2	3	YES
3	4	YES

4	6	YES
5	2	YES
6	5	YES

PARATIE 7.00  
 12 May 2016

17:46:34

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

PAG. 16

History 0 - Chiaravagna- Spalle Ponte 1 Berlinese H-scavo 8 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	-0.12783E-02	6
2	-0.15000	-0.34974E-02	6
3	-0.30000	-0.57164E-02	6
4	-0.40000	-0.71958E-02	6
5	-0.55000	-0.94149E-02	6
6	-0.70000	-0.11634E-01	6
7	-0.85000	-0.13842E-01	6
8	-1.0000	-0.16021E-01	6
9	-1.1500	-0.18161E-01	6
10	-1.3000	-0.20255E-01	6
11	-1.4500	-0.22294E-01	6
12	-1.6000	-0.24268E-01	6
13	-1.7500	-0.26171E-01	6
14	-1.9000	-0.27994E-01	6
15	-2.0500	-0.29732E-01	6
16	-2.2000	-0.31377E-01	6
17	-2.3500	-0.32922E-01	6
18	-2.5000	-0.34364E-01	6
19	-2.6500	-0.35695E-01	6
20	-2.8000	-0.36911E-01	6
21	-2.9500	-0.38008E-01	6
22	-3.1000	-0.38981E-01	6
23	-3.2500	-0.39829E-01	6
24	-3.4000	-0.40546E-01	6
25	-3.5500	-0.41132E-01	6
26	-3.7000	-0.41584E-01	6
27	-3.8500	-0.41901E-01	6
28	-4.0000	-0.42082E-01	6
29	-4.1500	-0.42128E-01	6
30	-4.3000	-0.42037E-01	6
31	-4.4500	-0.41811E-01	6
32	-4.6000	-0.41452E-01	6
33	-4.7500	-0.40961E-01	6
34	-4.9000	-0.40342E-01	6
35	-5.0500	-0.39597E-01	6
36	-5.2000	-0.38733E-01	4
37	-5.3500	-0.37811E-01	4
38	-5.5000	-0.36774E-01	4

PARATIE 7.00 Ce.A.S. s.r.l. - Milano PAG. 17  
 12 May 2016 17:46:34  
 History 0 - Chiaravagna- Spalle Ponte 1 Berlinese H-scavo 8 m

NODE	Z-COORD	MAXIMUM DISPLACEMENT	STEP WALL RightWall
39	-5.6500	-0.35628E-01	4
40	-5.8000	-0.34378E-01	4
41	-5.9500	-0.33031E-01	4
42	-6.1000	-0.31594E-01	4
43	-6.2500	-0.30076E-01	4
44	-6.4000	-0.28485E-01	4
45	-6.5500	-0.26831E-01	4
46	-6.7000	-0.25124E-01	4
47	-6.8500	-0.23375E-01	4
48	-7.0000	-0.21597E-01	4
49	-7.1500	-0.19801E-01	4
50	-7.3000	-0.18004E-01	4
51	-7.4500	-0.16221E-01	4
52	-7.6000	-0.14469E-01	4
53	-7.7500	-0.12767E-01	4
54	-7.9000	-0.11134E-01	4
55	-8.0500	-0.95924E-02	4
56	-8.2000	-0.81580E-02	4
57	-8.3500	-0.68430E-02	4
58	-8.5000	-0.56547E-02	4
59	-8.6500	-0.45968E-02	4
60	-8.8000	-0.36693E-02	4
61	-8.9500	-0.28695E-02	4
62	-9.1000	-0.21920E-02	4
63	-9.2500	-0.16294E-02	4
64	-9.4000	-0.11726E-02	4
65	-9.5500	-0.81111E-03	4
66	-9.7000	-0.53384E-03	4
67	-9.8500	-0.32953E-03	4
68	-10.000	-0.18724E-03	4
69	-10.150	0.12967E-03	6
70	-10.300	0.17920E-03	6
71	-10.450	0.19507E-03	6
72	-10.600	0.18461E-03	6
73	-10.750	0.15412E-03	6
74	-10.900	-0.12289E-03	4
75	-11.050	-0.17938E-03	4
76	-11.200	-0.24282E-03	4
77	-11.350	-0.31065E-03	4
78	-11.500	-0.38102E-03	4
79	-11.650	-0.45270E-03	4
80	-11.800	-0.52494E-03	4
81	-11.950	-0.59734E-03	4
82	-12.100	-0.66977E-03	4

PARATIE 7.00 Ce.A.S. s.r.l. - Milano PAG. 18  
 12 May 2016 17:46:34  
 History 0 - Chiaravagna- Spalle Ponte 1 Berlinese H-scavo 8 m

MIN/MAX FLEXIBLE WALL FORCES  
 (PER UNIT DEPTH)  
 \* WALL RightWall GROUP Beam\*  
 \*STEP 1 - 6\*

\* 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.	0.5821E-10	0.1164E-09	1.102
	B	-0.1500	0.	0.1654	1.102
2	A	-0.1500	0.	0.1654	3.389
	B	-0.3000	0.	0.6738	3.389
3	A	-0.3000	0.	0.6738	6.863
	B	-0.4000	0.	1.360	6.863
4	A	-0.4000	0.	1.360	80.25
	B	-0.5500	10.68	0.6936	80.25
5	A	-0.5500	10.68	0.6936	77.75
	B	-0.7000	22.34	0.9837	77.75

PARATIE 7.00

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

PAG. 19

12 May 2016

17:46:34

History 0 - Chiaravagna- Spalle Ponte 1 Berlinese H-scavo 8 m

MIN/MAX FLEXIBLE WALL FORCES  
(PER UNIT DEPTH)

\* WALL RightWall GROUP Berlinese\*

\*STEP 1 - 6\*

\* 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	22.34	0.9837	75.16
	B	-0.8500	33.61	1.239	75.16
2	A	-0.8500	33.61	1.239	72.49
	B	-1.000	44.49	1.434	72.49
3	A	-1.000	44.49	1.434	69.74
	B	-1.150	54.95	1.550	69.74
4	A	-1.150	54.95	1.550	66.91
	B	-1.300	64.99	1.590	66.91
5	A	-1.300	64.99	1.590	64.00
	B	-1.450	74.59	1.568	64.00
6	A	-1.450	74.59	1.568	61.00
	B	-1.600	83.74	1.497	61.00
7	A	-1.600	83.74	1.497	57.92
	B	-1.750	92.42	1.389	57.92
8	A	-1.750	92.42	1.389	54.76
	B	-1.900	100.6	1.257	54.76
9	A	-1.900	100.6	1.257	51.52
	B	-2.050	108.4	1.111	51.52
10	A	-2.050	108.4	1.111	48.20
	B	-2.200	115.6	0.9591	48.20
11	A	-2.200	115.6	0.9591	45.04
	B	-2.350	122.3	0.8095	45.04
12	A	-2.350	122.3	0.8095	42.03
	B	-2.500	128.5	0.6672	42.03







GENERAL CONTRACTOR  Consorzio Collegamenti Integrati Veloci	ALTA SORVEGLIANZA  GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	
IG51-02-E-CV-CL-NV03-0X-003_A00 Tratta 1 – Ponte 1 - Relazione di calcolo spalle		Foglio 65 di 79

PARATIE 7.00 Ce.A.S. s.r.l. - Milano PAG. 22  
 12 May 2016 17:46:34  
 History 0 - Chiaravagna- Spalle Ponte 1 Berlinese H-scavo 8 m

BEAM EL.	END	ELEVATION	LEFT MOM.	RIGHT MOM.	SHEAR
64	A	-10.15	0.	49.29	66.21
	B	-10.30	0.9627E-02	39.36	66.21
65	A	-10.30	0.9627E-02	39.36	57.95
	B	-10.45	0.2253E-01	30.67	57.95
66	A	-10.45	0.2253E-01	30.67	49.54
	B	-10.60	0.2925E-01	23.24	49.54
67	A	-10.60	0.2925E-01	23.24	41.32
	B	-10.75	0.3131E-01	17.04	41.32
68	A	-10.75	0.3131E-01	17.04	33.53
	B	-10.90	0.3007E-01	12.04	33.53
69	A	-10.90	0.3007E-01	12.04	26.36
	B	-11.05	0.2665E-01	8.105	26.36
70	A	-11.05	0.2665E-01	8.105	19.93
	B	-11.20	0.2198E-01	5.122	19.93
71	A	-11.20	0.2198E-01	5.122	14.36
	B	-11.35	0.1679E-01	2.968	14.36
72	A	-11.35	0.1679E-01	2.968	9.687
	B	-11.50	0.1167E-01	1.515	9.687
73	A	-11.50	0.1167E-01	1.515	5.910
	B	-11.65	0.7066E-02	0.6286	5.910
74	A	-11.65	0.7066E-02	0.6286	3.042
	B	-11.80	0.3373E-02	0.1723	3.042
75	A	-11.80	0.3373E-02	0.1723	1.091
	B	-11.95	0.9167E-03	0.8649E-02	1.091
76	A	-11.95	0.9167E-03	0.8649E-02	0.5766E-01
	B	-12.10	0.4025E-14	0.3411E-12	0.5766E-01

PARATIE 7.00 Ce.A.S. s.r.l. - Milano PAG. 23  
 12 May 2016 17:46:34  
 History 0 - Chiaravagna- Spalle Ponte 1 Berlinese H-scavo 8 m

ACTIVE ANCHORS' FORCES (PER UNIT DEPTH)

ANCHOR	Palo_tirante	1 WALL	RightWall	ELEV.	-0.40000
		STEP 1	inactive		
		STEP 2	inactive		
		STEP 3	FORCE	2.4015	kN/m
		STEP 4	FORCE	135.23	kN/m
		STEP 5	FORCE	135.32	kN/m
		STEP 6	FORCE	155.40	kN/m

PARATIE 7.00 Ce.A.S. s.r.l. - Milano PAG. 24  
 12 May 2016 17:46:34  
 History 0 - Chiaravagna- Spalle Ponte 1 Berlinese H-scavo 8 m

RESULTS SUMMARY FOR SOIL ELEMENTS

\* WALL RightWall GROUP DHRight\*

\*STEP 1 - 6\*

\* 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.	8.461	4.769	0.	0.
2	-0.1500	9.801	5.524	0.	0.
3	-0.3000	11.14	6.280	0.	0.
4	-0.4000	12.03	6.783	0.	0.
5	-0.5500	13.37	7.538	0.	0.
6	-0.7000	14.71	8.293	0.	0.
7	-0.8500	16.05	9.048	0.	0.
8	-1.000	17.39	9.804	0.	0.
9	-1.150	18.73	10.56	0.	0.
10	-1.300	20.07	11.31	0.	0.
11	-1.450	21.41	12.07	0.	0.
12	-1.600	22.75	12.82	0.	0.
13	-1.750	24.09	13.58	0.	0.
14	-1.900	25.43	14.33	0.	0.
15	-2.050	26.77	15.09	0.	0.
16	-2.200	28.11	15.84	0.	0.
17	-2.350	29.45	16.60	0.	0.
18	-2.500	30.79	17.35	0.	0.
19	-2.650	32.13	18.11	0.	0.
20	-2.800	33.47	18.87	0.	0.
21	-2.950	34.81	19.62	0.	0.
22	-3.100	36.15	20.38	0.	0.
23	-3.250	37.49	21.13	0.	0.
24	-3.400	38.83	21.89	0.	0.
25	-3.550	40.17	22.64	0.	0.
26	-3.700	41.51	23.40	0.	0.
27	-3.850	42.85	24.15	0.	0.
28	-4.000	44.19	24.91	0.	0.
29	-4.150	45.53	25.66	0.	0.
30	-4.300	46.87	26.42	0.	0.
31	-4.450	48.21	27.17	0.	0.
32	-4.600	49.55	27.93	0.	0.
33	-4.750	50.89	28.68	0.	0.
34	-4.900	51.80	29.20	0.9000	0.
35	-5.050	52.51	29.60	2.250	0.

PARATIE 7.00

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

PAG. 25

12 May 2016

17:46:34

History 0 - Chiaravagna- Spalle Ponte 1 Berlinese H-scavo 8 m

SOIL EL.	ELEVATION	SIGMA-H	SHEAR	WATER PR.	MAX GRAD.
36	-5.200	53.21	29.99	3.600	0.
37	-5.350	53.92	30.39	4.950	0.
38	-5.500	54.62	30.79	6.300	0.
39	-5.650	55.33	31.19	7.650	0.
40	-5.800	56.03	31.58	9.000	0.
41	-5.950	56.74	31.98	10.35	0.



\*STEP 1 - 6\*

\* 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.	13.43	13.30	0.	0.
2	-0.1500	9.916	12.65	0.	0.
3	-0.3000	11.14	14.42	0.	0.
4	-0.4000	12.03	15.20	0.	0.
5	-0.5500	13.37	16.32	0.	0.
6	-0.7000	14.71	17.41	0.	0.
7	-0.8500	16.05	18.50	0.	0.
8	-1.000	17.39	19.57	0.	0.
9	-1.150	18.73	20.65	0.	0.
10	-1.300	20.07	21.71	0.	0.
11	-1.450	21.41	22.78	0.	0.
12	-1.600	22.75	23.85	0.	0.
13	-1.750	24.09	24.91	0.	0.
14	-1.900	25.43	25.98	0.	0.
15	-2.050	26.77	27.04	0.	0.
16	-2.200	28.11	28.10	0.	0.
17	-2.350	29.45	29.17	0.	0.
18	-2.500	30.79	30.23	0.	0.
19	-2.650	32.13	31.29	0.	0.
20	-2.800	33.47	32.35	0.	0.
21	-2.950	34.81	33.42	0.	0.
22	-3.100	36.15	34.48	0.	0.
23	-3.250	37.49	35.54	0.	0.
24	-3.400	38.83	36.60	0.	0.
25	-3.550	40.17	37.66	0.	0.
26	-3.700	41.51	38.72	0.	0.
27	-3.850	42.85	39.78	0.	0.
28	-4.000	44.19	40.85	0.	0.
29	-4.150	45.53	41.91	0.	0.
30	-4.300	46.87	42.97	0.	0.
31	-4.450	48.21	44.03	0.	0.
32	-4.600	49.55	45.09	0.	0.
33	-4.750	50.89	46.15	0.	0.
34	-4.900	51.80	47.21	0.9000	0.
35	-5.050	52.51	48.24	2.250	0.

PARATIE 7.00

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

PAG. 28

12 May 2016

17:46:34

History 0 - Chiaravagna- Spalle Ponte 1 Berlinese H-scavo 8 m

SOIL EL.	ELEVATION	SIGMA-H	SHEAR	WATER PR.	MAX GRAD.
36	-5.200	53.21	49.19	3.600	0.
37	-5.350	53.92	50.15	4.950	0.
38	-5.500	54.62	51.11	6.300	0.
39	-5.650	55.33	52.08	7.650	0.
40	-5.800	56.03	53.04	9.000	0.
41	-5.950	56.74	54.02	10.35	0.
42	-6.100	57.44	55.00	11.70	0.
43	-6.250	58.15	55.97	13.05	0.

GENERAL CONTRACTOR  Consorzio Collegamenti Integrati Veloci	ALTA SORVEGLIANZA  GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	
IG51-02-E-CV-CL-NV03-0X-003_A00 Tratta 1 – Ponte 1 - Relazione di calcolo spalle		Foglio 69 di 79

44	-6.400	58.85	56.96	14.40	0.
45	-6.550	59.56	57.94	15.75	0.
46	-6.700	60.26	58.93	17.10	0.
47	-6.850	68.69	46.20	18.45	0.
48	-7.000	69.83	46.96	19.80	0.
49	-7.150	70.97	47.73	21.15	0.
50	-7.300	72.11	48.50	22.50	0.
51	-7.450	73.26	49.27	23.85	0.
52	-7.600	74.40	50.04	25.20	0.
53	-7.750	75.55	50.81	26.55	0.
54	-7.900	61.67	89.49	37.20	0.
55	-8.050	62.38	90.17	39.00	0.
56	-8.200	63.08	90.85	40.80	0.
57	-8.350	63.79	91.53	42.60	0.
58	-8.500	64.49	92.22	44.40	0.
59	-8.650	65.20	92.90	46.20	0.
60	-8.800	65.91	93.59	48.00	0.
61	-8.950	66.61	94.28	49.80	0.
62	-9.100	67.32	94.97	51.60	0.
63	-9.250	68.02	88.96	53.40	0.
64	-9.400	68.73	79.07	55.20	0.
65	-9.550	69.43	71.34	57.00	0.
66	-9.700	70.14	65.51	58.80	0.
67	-9.850	74.96	61.31	60.60	0.
68	-10.00	81.57	58.74	62.40	0.
69	-10.15	86.30	57.11	64.20	0.
70	-10.30	89.54	56.24	66.00	0.
71	-10.45	90.84	56.25	67.80	0.
72	-10.60	91.19	56.90	69.60	0.
73	-10.75	90.51	57.99	71.40	0.
74	-10.90	89.17	59.41	73.20	0.
75	-11.05	87.36	61.06	75.00	0.
76	-11.20	85.24	62.86	76.80	0.
77	-11.35	82.92	64.76	78.60	0.
78	-11.50	80.48	66.71	80.40	0.
79	-11.65	79.30	68.70	82.20	0.
80	-11.80	80.01	70.69	84.00	0.
81	-11.95	80.71	72.69	85.80	0.

PARATIE 7.00 Ce.A.S. s.r.l. - Milano PAG. 29  
 12 May 2016 17:46:34  
 History 0 - Chiaravagna- Spalle Ponte 1 Berlinese H-scavo 8 m

SOIL EL.	ELEVATION	SIGMA-H	SHEAR	WATER PR.	MAX GRAD.
82	-12.10	81.42	74.69	87.60	0.

PARATIE 7.00 Ce.A.S. s.r.l. - Milano PAG. 30  
 12 May 2016 17:46:34  
 History 0 - Chiaravagna- Spalle Ponte 1 Berlinese H-scavo 8 m

SOIL THRUSTS SUMMARY  
 (VALUES BELOW ARE COMPUTED INTEGRATING THE ELEMENTAL CONTRIBUTIONS)

TRUE EFFECTIVE THRUST = Effective stress resultant over all the soil

elements in this group: units are kN/m  
 WATER THRUST = Pore pressure resultant over all the soil  
 elements in this group: units are kN/m  
 TRUE TOTAL THRUST = The sum of the TRUE EFFECTIVE THRUST and WATER  
 THRUST: it represents the overall thrust on the  
 wall: units are kN/m  
 MINIMUM ALLOWABLE THRUST = It is the minimum thrust from this soil region,  
 if active conditions are fully developed; units  
 are kN/m  
 MAXIMUM ALLOWABLE THRUST = It is the maximum thrust that can be resisted by  
 this soil region, if passive conditions are  
 fully developed; units are kN/m  
 MAXIMUM/TRUE RATIO = It is the ratio between the passive thrust and  
 current effective thrust;  
 PASSIVE THRUST PERCENTAGE = The actual effective thrust is represented as a  
 percentage of the maximum allowable resistance;  
 TRUE/MINIMUM RATIO = It is the ratio between the current effective  
 thrust and minimum soil resistance.

STEP	1	GROUP	-->	DHRi	UHRi
		TRUE EFFECTIVE THRUST		619.24	619.24
		WATER THRUST		306.05	306.05
		TRUE TOTAL THRUST		925.28	925.28
		MINIMUM ALLOWABLE THRUST		174.42	174.42
		MAXIMUM ALLOWABLE THRUST		8731.6	8731.6
		MAXIMUM/TRUE RATIO		14.101	14.101
		PASSIVE THRUST PERCENTAGE		7.%	7.%
		TRUE/MINIMUM RATIO		3.5504	3.5504

STEP	2	GROUP	-->	DHRi	UHRi
		TRUE EFFECTIVE THRUST		588.57	588.57
		WATER THRUST		306.05	306.05
		TRUE TOTAL THRUST		894.61	894.61
		MINIMUM ALLOWABLE THRUST		138.36	178.42
		MAXIMUM ALLOWABLE THRUST		7470.6	8871.8
		MAXIMUM/TRUE RATIO		12.693	15.073
		PASSIVE THRUST PERCENTAGE		8.%	7.%
		TRUE/MINIMUM RATIO		4.2539	3.2987

PARATIE 7.00 Ce.A.S. s.r.l. - Milano PAG. 31  
 12 May 2016 17:46:34  
 History 0 - Chiaravagna- Spalle Ponte 1 Berlinese H-scavo 8 m

STEP	3	GROUP	-->	DHRi	UHRi
		TRUE EFFECTIVE THRUST		567.26	568.63
		WATER THRUST		306.05	306.05
		TRUE TOTAL THRUST		873.30	874.68
		MINIMUM ALLOWABLE THRUST		119.95	178.42
		MAXIMUM ALLOWABLE THRUST		6819.0	8871.8
		MAXIMUM/TRUE RATIO		12.021	15.602
		PASSIVE THRUST PERCENTAGE		8.%	6.%
		TRUE/MINIMUM RATIO		4.7292	3.1870



STEP	4	GROUP -->	DHRi	UHRi
TRUE EFFECTIVE THRUST			383.55	461.11
WATER THRUST			110.97	110.97
TRUE TOTAL THRUST			494.52	572.08
MINIMUM ALLOWABLE THRUST			0.	220.64
MAXIMUM ALLOWABLE THRUST			1564.1	10792.
MAXIMUM/TRUE RATIO			4.0780	23.405
PASSIVE THRUST PERCENTAGE			25.%	4.%
TRUE/MINUMUM RATIO			0.10000E+06	2.0899

STEP	5	GROUP -->	DHRi	UHRi
TRUE EFFECTIVE THRUST			390.34	467.97
WATER THRUST			167.00	167.00
TRUE TOTAL THRUST			557.34	634.96
MINIMUM ALLOWABLE THRUST			1.3440	214.72
MAXIMUM ALLOWABLE THRUST			1767.8	10468.
MAXIMUM/TRUE RATIO			4.5288	22.369
PASSIVE THRUST PERCENTAGE			22.%	4.%
TRUE/MINUMUM RATIO			290.43	2.1794

STEP	6	GROUP -->	DHRi	UHRi
TRUE EFFECTIVE THRUST			406.12	456.40
WATER THRUST			306.05	306.05
TRUE TOTAL THRUST			712.17	762.44
MINIMUM ALLOWABLE THRUST			11.712	178.42
MAXIMUM ALLOWABLE THRUST			1480.4	8871.8
MAXIMUM/TRUE RATIO			3.6453	19.439
PASSIVE THRUST PERCENTAGE			27.%	5.%
TRUE/MINUMUM RATIO			34.676	2.5579

OUTPUT PLOTS:

