

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 NODO DI PONTEDECIMO VIADOTTO 1
Relazione di Calcolo Spalle**

GENERAL CONTRACTOR	DIRETTORE DEI LAVORI
Consorzio Cociv Ing. G. Guagnozzi	

COMMESSA	LOTTO	FASE	ENTE	TIPO DOC.	OPERA/DISCIPLINA	PROGR.	REV.
I G 5 1	0 1	E	C V	C L	N V 0 7 0 X	0 0 5	A

Progettazione :

Rev	Descrizione	Redatto	Data	Verificato	Data	Progettista Integratore	Data	IL PROGETTISTA
A00	Prima emissione	Leonardo Struture 	17/09/2012	Ing. F. Colla 	18/09/2012	E. Pagani 	21/09/2012	Ing. E. Ghislandi

n. Elab.:	File: IG51-01-E-CV-CL-NV07-0X-005-A00
-----------	---------------------------------------

GENERAL CONTRACTOR  Consorzio Collegamenti Integrati Veloci	ALTA SORVEGLIANZA  GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	
IG51-01-E-CV-CL-NV07-0X-005-A00		Foglio 3 di 54

INDICE

1	INTRODUZIONE	5
1.1	Generalità	5
1.2	Normative di riferimento	6
1.3	Caratteristiche dei materiali	7
1.3.1	Calcestruzzo	7
1.3.2	Armature per c.a.	7
1.3.3	Acciaio da carpenteria	7
1.4	Ipotesi di Calcolo	8
1.5	Coefficienti sismici	8
1.6	Parametri geotecnici	8
2	SPALLA A.....	10
2.1	Analisi dei carichi	10
2.1.1	Permanenti	10
2.1.2	Spinta del terreno e del sovraccarico	11
2.1.3	Accidentale sul rilevato	11
2.1.4	Accidentale sull'impalcato	11
2.1.5	Frenatura	12
2.1.6	Incremento dovuto a Pendenza longitudinale	12
2.1.7	Vento trasversale	13
2.1.8	Forza centrifuga	14
2.1.9	Sisma	14
2.1.10	Incremento di spinta in condizioni sismiche	14
2.2	Combinazioni di carico	15
2.2.1	Combinazioni alla base della Fondazione	15
2.3	Verifica palificata	17
2.3.1	Schema di calcolo	17
2.3.2	Dati Geometrici	17
2.3.3	Azioni sui micropali	18
2.3.4	Verifica micropali	19
2.4	Verifica fondazione	21
2.4.1	Verifica soletta anteriore in condizioni di esercizio	21
2.4.2	Verifica soletta posteriore in condizioni di esercizio	23
2.4.3	Verifica soletta in senso trasversale in condizioni di esercizio	23
2.5	Elevazione Spalla	25
2.5.1	Analisi dei Carichi	25
2.5.2	Combinazioni di Carico alla base del corpo spalla	26
2.5.3	Verifica alla base del corpo spalla	27
2.5.4	Verifica mensola trasversale spalla	29
3	SPALLA B.....	36
3.1	Analisi dei carichi	36
3.1.1	Permanenti	36
3.1.2	Spinta del terreno e del sovraccarico	37
3.1.3	Accidentale sul rilevato	37
3.1.4	Accidentale sull'impalcato	37
3.1.5	Frenatura	38
3.1.6	Incremento dovuto a Pendenza longitudinale	38
3.1.7	Vento trasversale	39
3.1.8	Forza centrifuga	40
3.1.9	Sisma	40
3.1.10	Incremento di spinta in condizioni sismiche	40
3.2	Combinazioni di carico	41
3.2.1	Combinazioni alla base della Fondazione	41

<p>GENERAL CONTRACTOR</p> 	<p>ALTA SORVEGLIANZA</p> 
	<p style="text-align: center;">IG51-01-E-CV-CL-NV07-0X-005-A00</p> <p style="text-align: right;">Foglio 4 di 54</p>

3.3	Verifica palificata	43
3.3.1	Schema di calcolo	43
3.3.2	Dati Geometrici	43
3.3.3	Azioni sui micropali	44
3.3.4	Verifica micropali	45
3.4	Verifica fondazione	47
3.4.1	Verifica soletta anteriore in condizioni di esercizio	47
3.4.2	Verifica soletta posteriore in condizioni di esercizio	49
3.5	Elevazione Spalla	50
3.5.1	Analisi dei Carichi	50
3.5.2	Combinazioni di Carico alla base del corpo spalla	51
3.5.3	Verifica alla base del corpo spalla	52

1 INTRODUZIONE

1.1 Generalità

La presente relazione si riferisce alla progettazione esecutiva delle spalle del Viadotto 1, nell'ambito degli interventi relativi alla nuova viabilità da realizzare in corrispondenza della frazione di Pontedecimo in sponda destra del torrente Verde e al collegamento della viabilità urbana con un nuovo ponte alla S.P. n.6 che corre in sinistra idraulica.

Tale intervento è inserito nell'ambito delle attività collaterali previste per la cantierizzazione della tratta Alta Velocità Milano – Genova, III Valico.

La zona dell'intervento è classificata sismica in zona 4, secondo l'ordinanza del Presidente del Consiglio dei Ministri n.3274 del 20.03.2003.

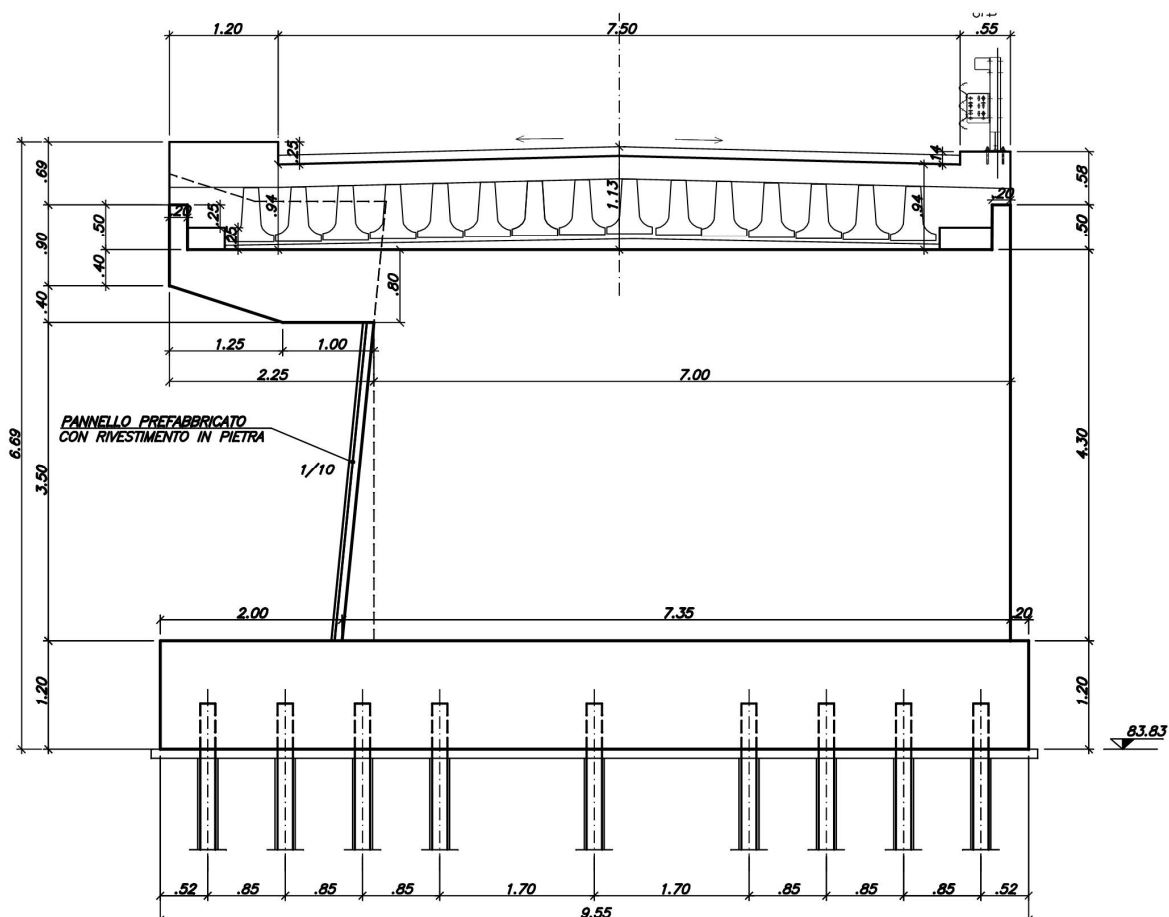
Il viadotto oggetto della presente relazione (denominato Viadotto 1) è previsto sulla rampa con pendenza pari a circa il 6% necessaria per il raggiungimento, dal piazzale antistante la scuola, della quota attuale del Ponte delle Piane e sarà costituito da tre campate di 12,50 di luce e due da 15,00, per una lunghezza complessiva di 67,50.

Tale viadotto è costituito da un impalcato con travi a T rovescio in cls precompresso prefabbricato affiancate di altezza $h=60\text{cm}$ e soletta in c.a. di spessore $s=25\text{cm}$,

Le spalle sono in cemento armato con plinto di fondazione su micropali.

Si allegano di seguito schemi delle Spalle:

SPALLA A : Sezione trasversale



<p>GENERAL CONTRACTOR</p> 	<p>ALTA SORVEGLIANZA</p> 
	<p style="text-align: center;">IG51-01-E-CV-CL-NV07-0X-005-A00</p> <p style="text-align: right;">Foglio 6 di 54</p>

1.2 Normative di riferimento

a)	D.M. LL.PP. +istruz. relative	16.01.1996	Norme tecniche relative ai «Criteri generali per la verifica di sicurezza delle costruzioni e dei carichi e sovraccarichi».
b)	Circ.Min.LL.PP.	04.07.1996, n.156AA	Istruzioni relative ai «Criteri generali per la verifica di sicurezza delle costruzioni e dei carichi e sovraccarichi» di cui al D.M. 16/01/96.
c)	Legge	05.11.1971, n.1086	Norme per la disciplina delle opere di conglomerato cementizio armato, normale e precompresso ed a struttura metallica.
d)	D.M. LL.PP.	09.01.1996	Norme tecniche per l'esecuzione ed il collaudo delle opere in cemento armato normale e precompresso e per le strutture metalliche.
e)	D.M. LL.PP.	04.05.1990	Aggiornamento delle norme tecniche per la progettazione, l'esecuzione e il collaudo dei ponti stradali.
f)	D.M.LL.PP.	11.03.1988	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.
g)	D.M.LL.PP.	16.01.1996	Norme Tecniche per le costruzioni in Zone Sismiche.
h)	Circ.Min.LL.PP.	10.04.1997, n.65 AAGG	Istruzioni per l'applicazione delle "Norme tecniche per le costruzioni in zone sismiche di cui al decreto ministeriale 16 gennaio 1996".
i)	Circ.Min.LL.PP.	15.10.1996, n.252 AAGG	Istruzioni per l'applicazione delle "Norme tecniche per il calcolo, l'esecuzione ed il collaudo delle opere in cemento armato, normale e precompresso e per le strutture metalliche".
j)	Circ.Min.LL.PP.	25.02.1991, n.34233	Istruzioni relative alla normativa tecnica dei ponti stradali.
k)	D.M.LL.PP.	03.12.1987	Norme tecniche per la progettazione esecuzione e collaudo delle costruzioni prefabbricate.
l)	Circ.Min.LL.PP.	16.03.1989	Istruzioni in merito alle norme tecniche per la progettazione, esecuzione e collaudo delle costruzioni prefabbricate.

GENERAL CONTRACTOR  Consorzio Collegamenti Integrati Veloci	ALTA SORVEGLIANZA  GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	
	IG51-01-E-CV-CL-NV07-0X-005-A00	Foglio 7 di 54

- | | | | |
|----|------------------|------------|---------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|
| m) | Norme CNR | 10024/86 | Analisi strutturale mediante elaboratore: impostazione e redazione delle relazioni di calcolo. |
| n) | Ordinanza P.C.M. | 20.03.2003 | "Primi elementi in materia di criteri generali per la classificazione sismica del territorio nazionale e di normative tecniche per le costruzioni in zona sismica". |

1.3 Caratteristiche dei materiali

1.3.1 Calcestruzzo

Magrone di pulizia e livellamento

Resistenza media : $R_m \geq 15 \text{ MPa}$
 contenuto min. cemento : 150 kg/mc

Fondazioni Spalle

Classe di Resistenza : C25/30 (ex $R_{ck} = 300 \text{ kg/cm}^2$)
 tensioni normali ammissibili: $\sigma_{f,amm} = 95,5 \text{ daN/cm}^2$
 tensioni tangenziali ammissibili: $\tau_{co} = 6,00 \text{ daN/cm}^2$
 Classe di Esposizione : XF1
 Copriferro : $c = 40 \text{ mm}$
 Classe di consistenza slump : S 3 ÷ 5
 Diametro max aggregato : 32 mm
 Classe contenuto cloruri : Cl 0,4

Elevazione Spalle

Classe di Resistenza : C32/40 (ex $R_{ck} = 400 \text{ kg/cm}^2$)
 tensioni normali ammissibili: $\sigma_{f,amm} = 122,5 \text{ daN/cm}^2$
 tensioni tangenziali ammissibili: $\tau_{co} = 7,33 \text{ daN/cm}^2$
 Classe di Esposizione : XF1
 Copriferro : $c = 40 \text{ mm}$
 Classe di consistenza slump : S 3 ÷ 5
 Diametro max aggregato : 32 mm
 Classe contenuto cloruri : Cl 0,2

1.3.2 Armature per c.a.

Acciaio per armature lente B450C

1.3.3 Acciaio da carpenteria

Acciaio utilizzato per i pali: S275 J2
 tensione di snervamento $f_y \geq 2750 \text{ daNg/cm}^2$
 tensione ammissibile $\sigma_{fa} = 1900 \text{ daN/cm}^2$

Acciaio utilizzato per i tiranti: trefoli in acciaio armonico

$f_{tpk} \geq 18000,00 \text{ daN/cm}^2$

<p>GENERAL CONTRACTOR</p> 	<p>ALTA SORVEGLIANZA</p> 
	<p style="text-align: center;">IG51-01-E-CV-CL-NV07-0X-005-A00</p> <p style="text-align: right;">Foglio 8 di 54</p>

1.4 Ipotesi di Calcolo

Le azioni sulle strutture sono dovute essenzialmente alla spinta del terreno, ai carichi permanenti della struttura, ai carichi accidentali trasmessi dall'impalcato e dal rilevato, e al sisma.

Il calcolo viene condotto con i metodi della Scienza delle Costruzioni, basati sull'ipotesi dell'elasticità lineare dei materiali, con l'ausilio di fogli di calcolo (Excel) i cui risultati sono di seguito dettagliati. Le verifiche di resistenza sono state effettuate con il metodo delle tensioni ammissibili.

Le unità di misura sono essenzialmente kNewton [kN] ed il metro [m], tranne che per le verifiche delle sezioni in c.a. ove si adotta il [Kg] ed il [cm].

1.5 Coefficienti sismici

Nell'analisi in condizioni sismiche viene recepita la normativa attuale per quanto riguarda la classificazione sismica del territorio nazionale, mantenendo le modalità di verifica secondo la normativa ancora vigente nel periodo di transizione.

Per quanto sopra nella classificazione del territorio la struttura ricade in zona 4, che possiamo assimilare ad una zona a bassa sismicità. La classificazione suddivide il territorio in quattro diverse zone sismiche, mentre la pregressa normativa faceva riferimento ad una suddivisione di zone sismiche e non sismiche, ponendo poi nelle zone dichiarate sismiche tre diversi gradi di sismicità.

A favore di sicurezza le verifiche di seguito riportate terranno conto di una condizione sismica con sismicità $S = 6$.

Per il calcolo sono stati assunti i seguenti coefficienti:

coeff. di protezione sismica	$I = 1.0$
coeff. di struttura	$\beta = 1.2$
coeff. di fondazione	$\varepsilon = 1.0$
coeff. di risposta	$R = 1$
coeff. di intensità sismica	$c = 0.04$

1.6 Parametri geotecnici

Si assumono i seguenti parametri relativi alle caratteristiche del terreno desunti dalla relazione geotecnica:

Materiale di riporto

coesione	$c = 0.05 \text{ t/m}^2$
angolo d'attrito	$\varphi = 32^\circ$
peso specifico	$\gamma = 2.0 \text{ t/m}^3$
spessore strato	$s = 2.5 \text{ m}$

Depositi alluvionali

coesione	$c = 0.0 \text{ t/m}^2$
angolo d'attrito	$\varphi = 32^\circ$
peso specifico	$\gamma = 2.1 \text{ t/m}^3$
spessore strato	$s = 6.0 \text{ m}$

Substrato superficiale

coesione	$c = 0.6 \text{ t/m}^2$
angolo d'attrito	$\varphi = 24^\circ$
peso specifico	$\gamma = 2.5 \text{ t/m}^3$

GENERAL CONTRACTOR



Consorzio Collegamenti Integrati Veloci

ALTA SORVEGLIANZA



GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE

IG51-01-E-CV-CL-NV07-0X-005-A00

Foglio
9 di 54

spessore strato	$s = 2.5 \text{ m}$
Substrato basale	
coesione	$c = 2.5 \text{ t/m}^2$
angolo d'attrito	$\varphi = 26^\circ$
peso specifico	$\gamma = 2.5 \text{ t/m}^3$

GENERAL CONTRACTOR  Consorzio Collegamenti Integrati Veloci	ALTA SORVEGLIANZA  GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE
	IG51-01-E-CV-CL-NV07-0X-005-A00 Foglio 10 di 54

2 SPALLA A

2.1 Analisi dei carichi

2.1.1 Permanenti

Impalcato

	p.u.	largh.	lungh	spessore	γ -p.p.	carico	dist.bar	. Y	momenti
soletta		9,25	1,00	0,25	25	= 57,813 kN/m	x	0,00	= 0,00 kNm/m
cordoli	1	1,20	1,00	0,25	25	= 7,500 kN/m	x	4,03	= 30,23 kNm/m
									-
cordoli	1	0,55	1,00	0,25	25	= 3,438 kN/m	x	-4,38	= 15,06 kNm/m
cordoli	0	0,00	1,00	0,25	25	= 0,000 kN/m	x	0,00	= 0,00 kNm/m
pavimentazione			1,00	7,50	3	= 22,500 kN/m	x	-0,32	= -7,20 kNm/m
parapetti	1				1,5	= 1,500 kN/m	x	4,53	= 6,80 kNm/m
guardiavia+barriera									-
fonoass.		1			4	= 4,000 kN/m	x	-4,53	= 18,12 kNm/m
trave	15	1,00	1,00	0,159	25,00	= 59,625 kN/m	x	0,00	= 0,00 kNm/m
						156,375 kN/m			-3,36 kNm/m
traversi		1,00	1,50	5,50	25,00	= 206,250 kN			

Carico sulla spalla

$$\begin{aligned}
 N &= 1389,84 \text{ kN} & M_T &= -20,98 \text{ kNm} \\
 a &= 0,30 & & \text{(distanza tra l'asse appoggi e la parete anteriore del corpo spalla)} \\
 d &= 1,00 & & \text{(larghezza zoccolo anteriore fondazione)}
 \end{aligned}$$

Spalla

	p.u.	largh.	altezza	lungh	γ -p.p.	carico	dist.bar	. Y	momenti
paraghiaia		9,25	1,05	0,30	25	= 72,844 kN	x	-0,550	= -40,06 kNm
corpo spalla		9,25	4,30	1,00	25	= 994,375 kN	x	-0,200	= -198,88 kNm
muri d'ala post	2	1,50	5,35	0,30	25	= 120,375 kN	x	-1,450	= -174,54 kNm
sbalzo	-1	2,10	1,00	3,50	25	= -183,750 kN	x	-0,200	= 36,75 kNm
	-1	1,27	0,40	0,50	25	= -6,350 kN	x	-0,200	= 1,27 kNm
muri d'ala ant.	0	1,05	1,05	0,30	25	= 0,000 kN	x	0,925	= 0,00 kNm
fondazione		9,05	1,20	3,50	25	= 950,250 kN	x	-0,450	= -427,61 kNm
terreno posteriore		8,65	5,35	1,50	18,00	= 1249,493 kN	x	-1,450	= -1811,76 kNm
terreno anteriore		9,05	0,50	1,00	18,00	= 81,450 kN	x	0,800	= 65,16 kNm
						3278,686 kN			-2549,68 kNm

Totale permanenti alla base della fondazione

$$N = 1389,84 + 3278,69 = 4668,530 \text{ kN}$$

Momento longitudinale all'asse appoggi

$$\begin{aligned}
 M_L &= -20,98 + 2549,68 = -2570,656 \text{ kNm} \\
 M_T &= 0,00 + -717,63 = -717,628 \text{ kNm}
 \end{aligned}$$

2.1.2 Spinta del terreno e del sovraccarico

Dati terreno

peso terreno	γ	=	19	kN/m ³
coesione terreno	c	=	0	kN/m ²
angolo di attrito	φ	=	32	°
coefficiente di spinta attiva	λ_a	=	0,307	
numero impalcati su spalla		=	1	
larghezza impalcato	L_{imp}	=	9,25	m
larghezza carreggiata	L_{carr}	=	7,50	m
larghezza spalla	L_{sp}	=	9,25	m
altezza spalla + paraghiaia	H_s	=	5,35	m

sovraccarico su rilevato q = 20,00 kN/m²

	spinta				moment	
					o	
terreno	H_L	=	772,82 kN	x	2,98	= M_L = 2305,57 kN
accidentali	H_L	=	<u>246,57</u> kN	x	3,88	= M_L = <u>955,48</u> kN
	H_L	=	1019,39 kN			M_L = 3261,05 kN

2.1.3 Accidentale sul rilevato

carico accidentale	q	=	20 kN/m ²	da normativa
numero impalcati su spalla		=	2	
larghezza carreggiata	L_{carr}	=	7,50 m	
spessore paraghiaia		=	0,30 m	
larghezza soletta post		=	<u>1,50</u> m	
lunghezza carico distribuito		=	1,80 m	
distanza carico da asse appoggio		=	1,300 m	

N = 540,00 kN
 M_L = 702,00 kNm

2.1.4 Accidentale sull'impalcato

La reazione per una stesa di carico si ottiene dividendo per il coefficiente di ripartizione; per una colonna di carico (condizione n. 3)

$L = 12.50$ m

$\varphi = 1.4 - (L - 10) / 150 = 1.387$

$R = 1.387 / 12.05 \times (600 \times 10.70 + 3.0 \times 3.200 / 2) = 744,50$ kN

eccentricit $e1$ = 2,325 m

GENERAL CONTRACTOR  Consorzio Collegamenti Integrati Veloci	ALTA SORVEGLIANZA  GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	
	IG51-01-E-CV-CL-NV07-0X-005-A00	Foglio 12 di 54

à
 eccentricità $e_2 = -1,175 \text{ m}$
 una stesa di carico
 eccentricità
 $N = 744,50 \text{ kN}$
 $M_t = 1730,96 \text{ kNm}$
 $M_L = 0,00 \text{ kNm}$ (alla base della fondazione)
 due stese di carico
 $N = 1116,75 \text{ kN}$
 $M_t = 1293,57 \text{ kNm}$
 $M_L = 0,00 \text{ kNm}$ (alla base della fondazione)

2.1.5 Frenatura

descrizione trave in semplice appoggio con appoggi in neoprene
 numero impalcato su spalla 1,0
 altezza impalcato 0,85 m
 altezza appoggio 0,10 m
 altezza spalla 4,30 m
 altezza fondazione 1,20 m
 carico concentrato 200 kN da normativa
 carico distribuito 30,00 kN/m da normativa
 coefficiente per colonna 1 1 da normativa
 coefficiente per colonna 2 0,50 da normativa
 lunghezza carico distribuito 3,20 m
 numero di apparecchi di appoggio 1

Si considera la condizione più gravosa tra le seguenti:

20% totale del carico Q_a $H_{L1} 180,00 \text{ kN}$
 10% colonna di carico più pesante $H_{L2} 69,60 \text{ kN}$

a) alla base della fondazione

un impalcato carico $H_L 180,00 \text{ kN} \times 6,45 = 1161,00 \text{ kNm} = M_L$
 due impalcato carichi $H_L 180,00 \text{ kN} \times 6,45 = 1161,00 \text{ kNm} = M_L$

b) alla base della elevazione

$H_L 180,00 \text{ kN} \times 5,25 = 945,00 \text{ kNm} = M_L$

2.1.6 Incremento dovuto a Pendenza longitudinale

altezza appoggio 0,20 m
 altezza corpo spalla 4,30 m
 altezza fondazione 1,20 m
 m

$$Tg\alpha = 0,05989$$

$$\alpha = 0,0598 \text{ rad}$$

$$\alpha = 3,43 \text{ grad}$$

$$\sin\alpha \cos\alpha = 0,0597$$

Permanenti

a) impalcato

$$b = 5,70 \text{ m}$$

$$N = 1389,84 \text{ kN}$$

$$H_L = N \times \sin\alpha \cos\alpha = \mathbf{82,94 \text{ kN}}$$

$$M_L = H_L \times b = \mathbf{472,76 \text{ kN}}$$

b) accidentali

base fondazione

$$b = 6,18 \text{ m}$$

una carreggiata carica

$$N = 744,50 \text{ t}$$

$$H_L = N \times \sin\alpha \cos\alpha = \mathbf{44,43 \text{ kN}}$$

$$M_L = H_L \times b = \mathbf{274,35 \text{ kN}}$$

due carreggiata carica

$$N = 1116,75 \text{ t}$$

$$H_L = N \times \sin\alpha \cos\alpha = \mathbf{66,64 \text{ kN}}$$

$$M_L = H_L \times b = \mathbf{411,52 \text{ kN}}$$

base elevazione

$$b = 4,98 \text{ m}$$

una carreggiata carica

$$N = 744,50 \text{ t}$$

$$H_L = N \times \sin\alpha \cos\alpha = \mathbf{44,43 \text{ kN}}$$

$$M_L = H_L \times b = \mathbf{221,03 \text{ kN}}$$

due carreggiata carica

$$N = 1116,75 \text{ t}$$

$$H_L = N \times \sin\alpha \cos\alpha = \mathbf{66,64 \text{ kN}}$$

$$M_L = H_L \times b = \mathbf{331,55 \text{ kN}}$$

2.1.7 Vento trasversale

altezza proiezione vert impalcato 0,85 m

altezza accidentale 3,00 m da normativa

scalino interno marciapiede-nero 0,15 m [va a detrarsi dall'altezza dell'accidentale]

altezza appoggio 0,10 m

altezza spalla 4,30 m

altezza fondazione 1,20 m

carico distribuito vento q 2,500 kN/mq da normativa

lunghezza impalcato 12,50 m

Alla base della fondazione

$$a) \text{ impalcato} = 13,281 \text{ kN} \quad \times 6,025 = 80,020 \text{ kNm}$$

$$b) \text{ accidentale} = \mathbf{44,531 \text{ kN}} \quad \times 7,875 = \mathbf{350,684 \text{ kNm}}$$

$$H_T = \mathbf{57,813 \text{ kN}} \quad M_T = \mathbf{430,703 \text{ kNm}}$$

GENERAL CONTRACTOR  Consorzio Collegamenti Integrati Veloci	ALTA SORVEGLIANZA  GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE
	IG51-01-E-CV-CL-NV07-0X-005-A00 Foglio 14 di 54

Alla base dell'elevazione

a) impalcato	=	13,281 kN	x	4,825	=	64,082 kNm
b) accidentale	=	44,531 kN	x	6,675	=	297,246 kNm
	H_T	= 57,813 kN				M_T = 361,328 kNm

2.1.8 Forza centrifuga

Il tratto di impalcato in corrispondenza della Spalla A risulta in Rettifilo. Risulta nulla dunque l'azione della forza centrifuga.

2.1.9 Sisma

permanenti impalcato	N =	1389,84 kN
permanenti spalla	N =	3278,69 kN
	M _L =	-2570,66 tm

SISMA VERTICALE

S = 6	c = 0,04	m = 2
l = 1	β = 1,2	
incremento percentuale carichi permanenti		ΔN = 0,096

ΔN _{el} ±	448,18 kN
ΔM _{el} ±	-246,78 kNm

SISMA ORIZZONTALE

C_s = 0,048 coefficiente sismico orizzontale

▪ sisma sull'impalcato

impalcato	0,85 m
appoggio	0,10 m
spalla	4,30 m
fondazione	1,20 m
N. impalcati	1

H_L = H_T = 33,36 kN 6,03 = 200,97 tm

▪ sisma sulla spalla

paraghiaia	0,048 x	72,84	=	3,50 kN	x	6,03	=	21,07 kNm
corpo spalla	0,048 x	994,38	=	47,73 kN	x	3,35	=	159,90 kNm
muri d'ala post	0,048 x	120,38	=	5,78 kN	x	3,88	=	22,39 kNm
fondazione	0,048 x	950,25	=	45,61 kN	x	0,60	=	27,37 kNm
terreno posteriore	0,048 x	1249,49	=	59,98 kN	x	3,88	=	232,41 kNm
terreno anteriore	0,048 x	81,45	=	<u>3,91 kN</u>	x	1,45	=	<u>5,67 kNm</u>
				H _L =	166,50 kN	x	M _L =	468,79 kNm

Totale sisma

H _L = H _T	=	199,86 kN
M _L = M _T	=	669,76 kNm

2.1.10 Incremento di spinta in condizioni sismiche

λ_a = 0,3073 Θ = 2,29177 °

GENERAL CONTRACTOR  Consorzio Collegamenti Integrati Veloci	ALTA SORVEGLIANZA  GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE
	IG51-01-E-CV-CL-NV07-0X-005-A00 Foglio 15 di 54

$$\lambda_{as} = 0,3305 \quad \cos \Theta = 0,9992$$

spinta terreno	772,82 kN
altezza spalla	4,30 m
altezza paraghiaia	1,05 m
altezza fondazione	1,20 m

$$\Delta F = 57,73 \text{ kN}$$

$$\Delta M = 57,73 \text{ kN} \times 4,77 = 275,18 \text{ kNm}$$

2.2 Combinazioni di carico

2.2.1 Combinazioni alla base della Fondazione

A I Permanenti + Vento + Acc. su rilevato + Attrito

N	=	4668,53	+	540,00	+		+		=	5208,53	kN
M _L	=	-2570,66	+	702,00	+	3261,05	+		=	1392,39	kNm
H _L	=		+		+	1019,39	+		=	1019,39	kN
M _T	=	430,70	+		+		+		=	430,70	kNm
H _T	=	57,81	+		+		+		=	57,81	kN

A II a Permanenti + Accidentali 1 colonna. + 0,6 x Vento + Attrito

N	=	4668,53	+	540,00	+		+	744,50	+		=	5953,03	kN
M _L	=	-2570,66	+	702,00	+	3261,05	+	0,00	+		=	1392,39	kNm
H _L	=		+		+	1019,39	+		+		=	1019,39	kN
M _T	=	0,6 x		430,70	+		+	1730,96	+		=	1989,38	kNm
H _T	=	0,6 x		57,81	+		+		+		=	34,69	kN

A II b Permanenti + Accidentali 2 colonne + 0,6 x Vento + Attrito

N	=	4668,53	+	540,00	+		+	1116,75	+		=	6325,28	kN
M _L	=	-2570,66	+	702,00	+	3261,05	+	0,00	+		=	1392,39	kNm
H _L	=		+		+	1019,39	+		+		=	1019,39	kN
M _T	=	0,6 x		430,70	+		+	1293,57	+		=	1551,99	kNm
H _T	=	0,6 x		57,81	+		+		+		=	34,69	kN

A III a Permanenti + Accidentali 1 colonna + Frenatura + 0,2 x Vento + Attrito

N	=	4668,53	+	540,00	+		+	744,50	+		=	5953,03	kN
M _L	=	-2570,66	+	702,00	+	3261,05	+	0,00	+	1161,00	=	2553,39	kNm
H _L	=		+		+	1019,39	+		+	180,00	=	1199,39	kN
M _T	=	0,2 x		430,70	+		+	1730,96	+		=	1817,10	kNm
H _T	=	0,2 x		57,81	+		+		+		=	11,56	kN

A III b Permanenti + Accidentali 2 colonne + Frenatura + 0,2 x Vento + Attrito

N	=	4668,53	+	540,00	+		+	1116,75	+		=	6325,28	kN
---	---	---------	---	--------	---	--	---	---------	---	--	---	---------	----

GENERAL CONTRACTOR  Consorzio Collegamenti Integrati Veloci	ALTA SORVEGLIANZA  GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE
	IG51-01-E-CV-CL-NV07-0X-005-A00 Foglio 16 di 54

$$\begin{aligned}
 M_L &= -2570,66 + 702,00 + 3261,05 + 0,00 + 1161,00 = 2553,39 \text{ kNm} \\
 H_L &= + + 1019,39 + + 180,00 = 1199,39 \text{ kN} \\
 M_T &= 0,2 \times 430,70 + + 1293,57 + = 1379,71 \text{ kNm} \\
 H_T &= 0,2 \times 57,81 + + + = 11,56 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

A IV a Permanenti + Accidentali 1 colonna + Forza centrifuga + 0,2 x Vento + Attrito

$$\begin{aligned}
 N &= 4668,53 + 540,00 + + 744,50 + = 5953,03 \text{ kN} \\
 M_L &= -2570,66 + 702,00 + 3261,05 + 0,00 + = 1392,39 \text{ kNm} \\
 H_L &= + + 1019,39 + + = 1019,39 \text{ kN} \\
 M_T &= 0,2 \times 430,70 + + 1730,96 + 0,00 = 1817,10 \text{ kNm} \\
 H_T &= 0,2 \times 57,81 + + + 0,00 = 11,56 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

A IV b Permanenti + Accidentali 2 colonne. + Forza centrifuga + 0,2 x Vento + Attrito

$$\begin{aligned}
 N &= 4668,53 + 540,00 + + 1116,75 + = 6325,28 \text{ kN} \\
 M_L &= -2570,66 + 702,00 + 3261,05 + 0,00 + = 1392,39 \text{ kNm} \\
 H_L &= + + 1019,39 + + = 1019,39 \text{ kN} \\
 M_T &= 0,2 \times 430,70 + + 1293,57 + 0,00 = 1379,71 \text{ kNm} \\
 H_T &= 0,2 \times 57,81 + + + 0,00 = 11,56 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

A V a Permanenti + Sisma trasversale + Sisma verso il basso

$$\begin{aligned}
 N &= 1,096 \times 4668,53 + + + = 5116,71 \text{ kN} \\
 M_L &= 1,096 \times -2570,66 + 2305,57 + 275,18 + = -236,69 \text{ kNm} \\
 H_L &= + + 772,82 + 57,73 + = 830,55 \text{ kN} \\
 M_T &= + 669,76 + + + = 669,76 \text{ kNm} \\
 H_T &= + 199,86 + + + = 199,86 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

A V b Permanenti + Sisma trasversale + Sisma verso l'alto

$$\begin{aligned}
 N &= 0,904 \times 4668,53 + + + = 4220,35 \text{ kN} \\
 M_L &= 0,904 \times -2570,66 + 2305,57 + 275,18 + = 256,88 \text{ kNm} \\
 H_L &= + + 772,82 + 57,73 + = 830,55 \text{ kN} \\
 M_T &= + 669,76 + + + = 669,76 \text{ kNm} \\
 H_T &= + 199,86 + + + = 199,86 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

A V c Permanenti + Sisma longitudinale + Sisma verso il basso

$$\begin{aligned}
 N &= 1,096 \times 4668,53 + + + = 5116,71 \text{ kN} \\
 M_L &= 1,096 \times -2570,66 + 2305,57 + 275,18 + 669,76 = 433,08 \text{ kNm} \\
 H_L &= + + 772,82 + 57,73 + 199,86 = 1030,41 \text{ kN} \\
 M_T &= + + + + = 0,00 \text{ kNm} \\
 H_T &= + + + + = 0,00 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

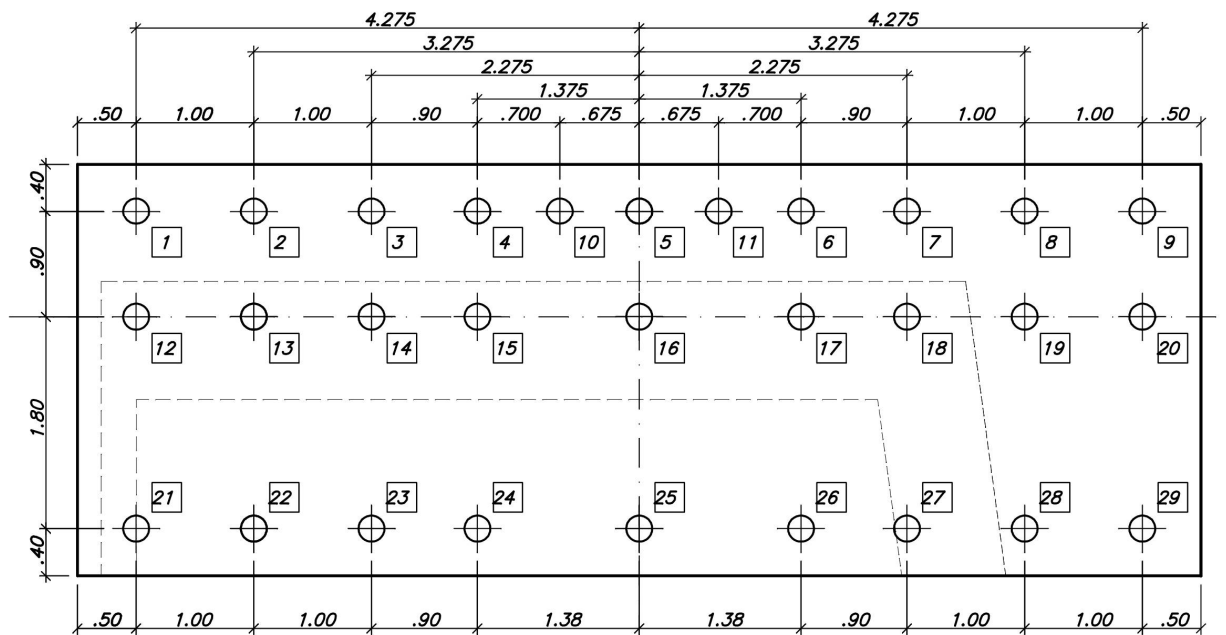
A V d Permanenti + Sisma longitudinale + Sisma verso l'alto

$$N = 0,904 \times 4668,53 + + + = 4220,35 \text{ kN}$$

$$\begin{aligned}
 M_L &= 0,904 \times -2570,66 + 2305,57 + 275,18 + 669,76 = 926,64 \text{ kNm} \\
 H_L &= + + 772,82 + 57,73 + 199,86 = 1030,41 \text{ kN} \\
 M_T &= + + + + = 0,00 \text{ kNm} \\
 H_T &= + + + + = 0,00 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

2.3 Verifica palificata

2.3.1 Schema di calcolo



2.3.2 Dati Geometrici

Coordinate pali

n. palo	X	Y	n. palo	X	Y
1	-4,275	0,900	16	0,000	0,000
2	-3,275	0,900	17	1,375	0,000
3	-2,275	0,900	18	2,275	0,000
4	-1,375	0,900	19	3,275	0,000
5	0,000	0,900	20	4,275	0,000
6	1,375	0,900	21	-4,275	-1,800
7	2,275	0,900	22	-3,275	-1,800
8	3,275	0,900	23	-2,275	-1,800
9	4,275	0,900	24	-1,375	-1,800
10	-0,675	0,900	25	0,000	-1,800
11	0,675	0,900	26	1,375	-1,800
12	-4,275	0,000	27	2,275	-1,800
13	-3,275	0,000	28	3,275	-1,800
14	-2,275	0,000	29	4,275	-1,800
15	-1,375	0,000			

Baricentro

	Xg	Yg
	0,00	-0,09
Momento di inerzia		
	Jx	Jy
	0,83	6,81

2.3.3 Azioni sui micropali

Combinazione
AZIONE NORMALE SUL PALO

	C.2.1	C.2.2	C.2.3	C.2.4	C.2.5
n. palo	N	N	N	N	N
1	260,32	260,51	284,58	307,75	331,82
2	262,31	269,68	291,74	316,12	338,18
3	264,29	278,85	298,89	324,50	344,54
4	266,08	287,11	305,33	332,04	350,27
5	268,81	299,72	315,17	343,56	359,01
6	271,54	312,33	325,01	355,08	367,76
7	273,33	320,58	331,45	362,62	373,48
8	275,31	329,75	338,60	371,00	379,84
9	277,30	338,93	345,76	379,37	386,21
10	179,48	174,92	196,62	182,43	204,13
11	181,46	184,09	203,78	190,80	210,49
12	183,45	193,27	210,93	199,18	216,85
13	185,24	201,52	217,37	206,72	222,58
14	187,97	214,13	227,21	218,24	231,32
15	190,70	226,74	237,05	229,76	240,07
16	192,48	235,00	243,49	237,30	245,79
17	194,47	244,17	250,65	245,68	252,15
18	196,46	253,34	257,80	254,05	258,52
19	53,72	41,79	59,80	-12,51	5,50
20	55,71	50,96	66,95	-4,13	11,86
21	57,70	60,13	74,11	4,24	18,22
22	59,48	68,39	80,55	11,78	23,95
23	62,21	81,00	90,39	23,30	32,69
24	64,94	93,61	100,23	34,82	41,44
25	66,73	101,86	106,67	42,36	47,16
26	68,72	111,03	113,82	50,74	53,52
27	70,70	120,21	120,98	59,11	59,89
28	277,30	338,93	345,76	379,37	386,21
29	53,72	41,79	59,80	-12,51	5,50

	C.2.8	C.2.9	C.2.10	C.2.11
n. palo	N	N	N	N
1	190,28	171,71	228,77	210,20
2	193,37	174,79	228,77	210,20
3	196,45	177,88	228,77	210,20
4	199,23	180,66	228,77	210,20

5	203,48	184,91	228,77	210,20
6	207,72	189,15	228,77	210,20
7	210,50	191,93	228,77	210,20
8	213,59	195,02	228,77	210,20
9	216,68	198,11	228,77	210,20
10	165,77	136,02	181,34	151,59
11	168,86	139,11	181,34	151,59
12	171,95	142,20	181,34	151,59
13	174,73	144,98	181,34	151,59
14	178,97	149,22	181,34	151,59
15	183,22	153,47	181,34	151,59
16	186,00	156,25	181,34	151,59
17	189,09	159,33	181,34	151,59
18	192,17	162,42	181,34	151,59
19	127,65	80,51	107,57	60,43
20	130,74	83,60	107,57	60,43
21	133,83	86,69	107,57	60,43
22	136,61	89,47	107,57	60,43
23	140,85	93,71	107,57	60,43
24	145,10	97,96	107,57	60,43
25	147,88	100,74	107,57	60,43
26	150,97	103,82	107,57	60,43
27	154,05	106,91	107,57	60,43
28	216,68	198,11	228,77	210,20
29	127,65	80,51	107,57	60,43

2.3.4 Verifica micropali

2.3.4.1 Verifica capacità portante

DATI PALO

lunghezza	14,00	m		
di cui m iniziali	0,00	m (che trascuro)	area sezione palo	0,038 mq
diametro	220	mm	area bulbo	0,096 mq
			diametro bulbo =	0,35 m
			sup lat utile Al =	9,68 mq

CARICO SUL PALO 386,20 kN

DATI TERRENO

coesione	0	t/mq	
p. specifico	23	KN/m ³	
δ =	19	°	angolo di attrito terra muro
angolo attrito			
Φ =	32	°	
Nc =	40,0		

GENERAL CONTRACTOR  Consorzio Collegamenti Integrati Veloci	ALTA SORVEGLIANZA  GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	Foglio 20 di 54
IG51-01-E-CV-CL-NV07-0X-005-A00		

$Nq = 25,0$
 PORTATA LIMITE
 ALLA PUNTA

$$\begin{aligned}
 Qp &= q = \sum \gamma_i H_i = \gamma (H-l) = 322 \text{ kN} \\
 &= A (c N_c + q N_q) = 775 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

PER ATTRITO LATERALE

$$\begin{aligned}
 \sigma_h &= \gamma H/2 = 161 \text{ kN} \\
 \tan \delta &= 0,344
 \end{aligned}$$

$$Ql = (c + \sum \sigma_h \times \tan \delta) Al = 536 \text{ kN}$$

PESO PALO decurto il terreno $Pp = 12,8 \text{ kN}$

Coefficiente di Sicurezza alla portanza dei Pali:

$$v = \frac{775 + 536 - 12,8}{386,2} = 1298,20 / 386,2 = \mathbf{3,36 > 2,5}$$

2.3.4.2 Verifica del Palo Alle Azioni Taglianti

Si considera il palo totalmente immerso nel terreno con la testa libera di spostarsi ma non di ruotare, soggetto ad un'azione orizzontale H.

La massima forza orizzontale agente alla testa dei pali risulta:

in condizioni di esercizio : $H_t \max = 1199,4 \text{ kN}$ (4° c.d.c)

$$H_p = 1199,4 / 29 = 41,35 \text{ kN}$$

in condizioni sismiche : $H_t \max = 1030,4$ (10-11° c.d.c)

$$H_p = 1030,4 / 29 = 35,53 \text{ t}$$

Il momento flettente agente sulla testa del palo secondo le formule di Jamolkowsky-Marchetti è:

$$M = \frac{H_p \times A_\phi \times T}{B_\phi} \quad \text{dove } T = [(E \times J)]^{1/5}$$

B_ϕ

k

Considerando reagente la sola armatura metallica costituita da un tubo con diametro esterno 176mm sp 8mm:

$$J = \frac{\pi \times (16,3^4 - 14,3^4)}{64} = 1412 \text{ cm}^4$$

$$E = 2100000 \text{ Kg/cm}^2$$

$$k = 10 \text{ Kg/cm}^3$$

$$T = 50,03 \text{ cm}$$

$$L_p = 1400 \text{ cm}$$

$$Z = L/T = 1400/51,56 = 27,00$$

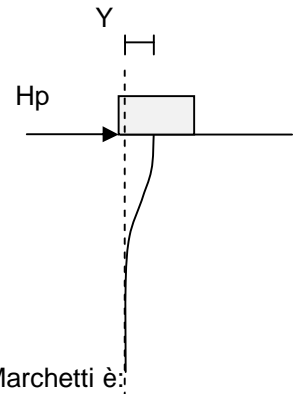
$$A_\phi = 1,623$$

$$B_\phi = 1,749$$

In condizioni di esercizio:

Momento di incastro alla testa del palo libera di spostarsi ma non di ruotare :

$$M_{\max} = 41,35 \times 1,623 / 1,749 \times 50,03 = 1919 \text{ kNcm}$$



Carico massimo.

$$N_{\max} = 386,20 \text{ kN}$$

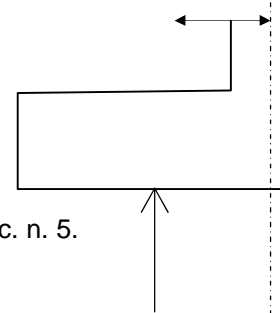
Considerando agente la sola sezione in acciaio risulta :

$$\sigma_{\max} = \frac{386,2}{42,22} + \frac{1919 \times 8,4}{1412} = 20,56 \text{ KN/cm}^2$$

2.4 Verifica fondazione

Le condizioni sismiche risultano meno gravose rispetto a quelle di esercizio e per questo se ne omette la verifica

2.4.1 Verifica soletta anteriore in condizioni di esercizio



Si considera la condizione di carico maggiormente gravosa, costituita dalla c.d.c. n. 5.

$$P = 386,20 \text{ kN}$$

A metro lineare

$$\begin{aligned} 386,20/0,85 &= 454,35 \text{ kN} \quad \times 0,80 = 363,48 \text{ kNm} \\ \text{p.p. plinto} \quad - 1,20 \times 1,00 \times 25 &= - 30,0 \text{ kN} \quad \times 0,70 = - 21,0 \text{ kNm} \\ \text{p.p. terreno} \quad - 0,50 \times 1,00 \times 18 &= - 9,0 \text{ kN} \quad \times 0,50 = - 4,5 \text{ kNm} \\ T &= 415,35 \text{ kNt} \quad M = 337,98 \text{ kNm} \end{aligned}$$

Elemento: Mensola anteriore Fondazione

Dati

geometrici:	Altezza sezione:	H =	120 cm
	Larghezza sezione	B =	100 cm
	Spaziatura orizzontale barre:	s =	20,00 cm
	Spaziatura verticale barre:	S =	0,00 cm
	Copertura ferro netta:	c =	4,00 cm
	Altezza utile:	h' =	116,00 cm

Armature:

strato arm.	posizione dello strato (cm)	A (cm ²)	barre (n φ diam)
1	4	15,71	5 φ 20
2	0	0,00	φ
3	116	6,28	2 φ 20
4	116	15,71	5 φ 20

Sollecitazioni:	Sforzo normale:	N =	0 daN
	Momento flettente:	M =	33798 daN m
		T =	41535 daN

Verifica a Taglio: $\tau = 3,98 \text{ daN/cm}^2$

GENERAL CONTRACTOR  Consorzio Collegamenti Integrati Veloci	ALTA SORVEGLIANZA  GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE
	IG51-01-E-CV-CL-NV07-0X-005-A00 Foglio 22 di 54

Verifica a Flessione:		Asse neutro: x			
		=	22,91	cm	
		σ_c =	23	daN/cm ²	
		σ_s =	1413	daN/cm ²	
Materiale:	Acciaio FeB	44	k	ss amm = 2600	daN/cm ²
	Calcestruzzo Rbk	300		sc amm = 97,5	daN/cm ²
	Modulo elastico acciaio=	2100000			
rif.2.1.2	Resistenza a trazione del cls			F = Et /	
	fctm=	26,07	daN/cm ²	Ec =	0,50
rif.4.3.1.2	Resistenza a trazione del cls				
	fcfk=	21,90	daN/cm ²	x =	48,70 cm
	Coeff.di omogeneizzazione=	15			

Scelta del valore limite di apertura delle fessure:

rif. 4.3.1.3	Condizione di carico	frequent	
rif. 4.3.1.4	Condizioni ambientali	e mod.	aggressive
rif. 4.3.1.5	Armature poco sensibili		
rif. 4.3.1.6	Valore nominale di apertura:	w	0,2 mm

Il momento è inferiore al valore di prima fessurazione: non è necessario il calcolo dell'ampiezza delle fessure.

Verifiche:

Calcolo della distanza media tra le fessure:			
rif. B.6.6.3	Barre ad aderenza migliorata(Y/N)?	y	
	Coeff. che caratterizza l'aderenza:	k2	0,4
	Coeff. che tiene conto del diagramma delle tensioni:	k3	0,217
	Larghezza efficace:	b _{eff.}	100,00 cm
	Altezza efficace:	d _{eff.}	19,00 cm
	Area efficace:	Ac _{eff.}	1900,00 cm ²
	Area acciaio posta in Ac _{eff.} :	A _s	21,99 cm ²
	Percentuale di armatura efficace:	ρ_r	0,0116
	Distanza media tra le fessure:	S _{rm}	26,98 cm

Calcolo della deformazione unitaria media dell'armatura:

	Tensione dell'acciaio:	σ_s	1413,15	daN/cm ²
	Tensione dell'acciaio 1° fessurazione:	σ_{sr}	1812,34	daN/cm ²
	Coeff. rappresentativo aderenza:	β_1	1	
	Carichi di lunga durata(Y/N)?	y		
	Coeff. durata carichi:	β_2	0,5	
	Deformazione unitaria media:	ϵ_{sm}	0,0002692	

rif.4.3.1.7.1.2	Calcolo ampiezza delle fessure:	wk	0,123 mm	<	0,200 mm
-----------------	----------------------------------------	----	----------	---	----------

2.4.2 Verifica soletta posteriore in condizioni di esercizio

Si considera la condizione di carico maggiormente gravosa, costituita dalla c.d.c. n. 4.

$P = -12,50\text{kN}$

A metro lineare

	-12,50/0,90	=	-13,89 kN	x 1.30	=	-18,06 kNm	
p.p. plinto	- 1,20 x 1.50 x 25	=	- 45,00 kN	x 0.95	=	- 42,75 kNm	
p.p. terreno	- 0,50 x 5,25 x 18	=	- 47,25 kN	x 0.95	=	- 44,85 kNm	
		T	=	106,14 kNt	M	=	105,69 kNm

Dati

geometrici:

Altezza sezione:	H =	120 cm
Larghezza sezione	B =	100 cm
Spaziatura orizzontale barre:	s =	20,00 cm
Spaziatura verticale barre:	S =	0,00 cm
Copertura ferro netta:	c =	4,00 cm
Altezza utile:	h' =	116,00 cm

Armature:

strato arm.	posizione dello strato (cm)	A (cm ²)	barre (n ϕ diam)
1	4	15,71	5 ϕ 20
2	0	0,00	ϕ
3	116	0,00	0 ϕ 20
4	116	15,71	5 ϕ 20

Sollecitazioni:

Sforzo normale:	N =	0 daN
Momento flettente:	M =	10569 daN m
	T =	10614 daN

Verifica a Taglio:

$$\tau = \frac{10614}{100} = 1,02 \frac{\text{daN}}{\text{cm}}$$

Verifica a Flessione:

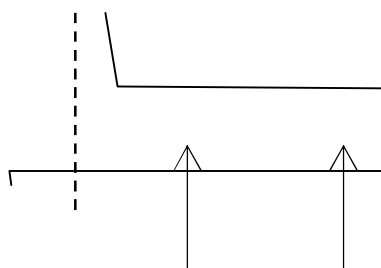
Asse neutro: x = 19,53 cm

$$\sigma_c = \frac{10569}{100 \times 19,53} = 8 \frac{\text{daN}}{\text{cm}}$$

$$\sigma_s = \frac{10569}{100 \times 116} = 613 \frac{\text{daN}}{\text{cm}}$$

2.4.3 Verifica soletta in senso trasversale in condizioni di esercizio

Si considera la condizione di carico maggiormente gravosa (massimo valore della sommatoria della reazione delle terne di pali), costituita dalla c.d.c. n. 4.



$$\begin{aligned} \Sigma(P9-P20-P29) &= (345,76+257,80+120,90) = 724,46 \text{ kN} & \times 1,60 &= 1159,14 \text{ kNm} \\ \Sigma(P8-P19-P28) &= (338,60+250,65+113,82) = 703,07 \text{ kN} & \times 0,75 &= 527,30 \text{ kNm} \\ \text{p.p. plinto} &- 3,50 \times 1,20 \times 2,1 \times 25 = - 220,50 \text{ kN} & \times 1,05 &= - 231,53 \text{ kNm} \\ \text{p.p. terreno} &- 3,50 \times 0,50 \times 1,80 \times 19 = - 59,85 \text{ kN} & \times 1,20 &= - 71,82 \text{ kNm} \\ T &= 1147,18 \text{ kN} & M &= 1383,09 \text{ kNm} \end{aligned}$$

Dati**geometrici:**

Altezza sezione:	H =	120	cm
Larghezza sezione	B =	350	cm
Spaziatura orizzontale barre:	s =	20,59	cm
Spaziatura verticale barre:	S =	0,00	cm
Copertura ferro netta:	c =	4,00	cm
Altezza utile:	h' =	116,00	cm

Armature:

strato arm.	posizione dello strato (cm)	A (cm ²)	barre (n ϕ diam)
1	4	34,18	17 ϕ 16
2	0	0,00	ϕ
3	116	25,13	8 ϕ 20
4	116	53,41	17 ϕ 20

Sollecitazioni: Sforzo normale:	N =	0	daN
Momento flettente:	M =	138309	daN m
	T =	114718	daN

Verifica a Taglio:	$\tau =$	3,14	daN/cm ²
---------------------------	----------	------	---------------------

Verifica a Flessione:	Asse neutro:		
	x =	23,73	cm
	$\sigma_c =$	28	daN/cm ²
	$\sigma_s =$	1626	daN/cm ²

Materiale:	Acciaio FeB	44	k	$\sigma_{s \text{ amm}} =$	2600	daN/cm ²
	Calcestruzzo Rbk	300	daN/cm ²	$\sigma_{c \text{ amm}} =$	97,5	daN/cm ²
	Modulo elastico acciaio=	2100000	daN/cm ²			
rif.2.1.2	Resistenza a trazione del cls	f _{ctm} =	26,07	daN/cm ²	$\Phi = E_t / E_c =$	0,50
rif.4.3.1.2	Resistenza a trazione del cls	f _{ck} =	21,90	daN/cm ²	x =	49,11
	Coeff.di omogeneizzazione=	15				

GENERAL CONTRACTOR  Consorzio Collegamenti Integrati Veloci	ALTA SORVEGLIANZA  GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	
	IG51-01-E-CV-CL-NV07-0X-005-A00	Foglio 25 di 54

Scelta del valore limite di apertura delle fessure:

rif. 4.3.1.3	Condizione di carico	frequente	
rif. 4.3.1.4	Condizioni ambientali	mod.	aggressive
rif. 4.3.1.5	Armature poco sensibili		
rif. 4.3.1.6	Valore nominale di apertura:	w	0,2 mm

Occorre eseguire il calcolo dell'ampiezza delle fessure.

Verifiche:

Calcolo della distanza media tra le fessure:

rif. B.6.6.3	Barre ad aderenza migliorata(Y/N)?	y	
	Coeff. che caratterizza l'aderenza:	k2	0,4
	Coeff. che tiene conto del diagramma delle tensioni:	k3	0,216
	Larghezza efficace:	beff.	350,00 cm
	Altezza efficace:	deff.	19,00 cm
	Area efficace:	Ac.eff.	6650,00 cm ²
	Area acciaio posta in Ac.eff.:	As	78,54 cm ²
	Percentuale di armatura efficace:	ρr	0,0118
	Distanza media tra le fessure:	Srm	26,78 cm

Calcolo della deformazione unitaria media dell'armatura:

	Tensione dell'acciaio:	σs	1625,95	daN/cm ²
	Tensione dell'acciaio 1° fessurazione:	σsr	1768,63	daN/cm ²
	Coeff. rappresentativo aderenza:	β1	1	
	Carichi di lunga durata(Y/N)?	y		
	Coeff. durata carichi:	β2	0,5	
	Deformazione unitaria media:	εsm	0,0003162	

Calcolo ampiezza delle fessure:

rif.4.3.1.7.1.2		wk	0,144 mm	<	0,200 mm
-----------------	--	----	----------	---	----------

2.5 Elevazione Spalla

2.5.1 Analisi dei Carichi

Si analizza un metro lineare di corpo spalla

<u>Permanenti</u>		N		ML
Impalcato	1389,84 /	9,25 =	150,25 kN/m x	0,20 = 30,05 kNm/m
paraghiaia	72,84 /	9,25 =	7,88 kN/m x	-0,35 = -2,76 kNm/m
corpo spalla	994,38 /	9,25 =	<u>107,50</u> kNm x	0,00 = <u>0,00</u> kNm/m
			265,63 kN/m	27,29 kNm/m
		HL		ML

Spinta terreno $772,82 / 9,25 = 83,55 \text{ kN/m} \times 1,78 = 148,99 \text{ kNm/m}$

		N		ML	
<u>Accidentali</u>					
1 col. Accidentali da imp.	$744,50 / 7,50 = 99,27 \text{ kN/m}$	$\times 0,20 = 19,85$			kNm/m
2 col. Accidentali da imp.	$1116,75 / 7,50 = 148,90 \text{ kN/m}$	$\times 0,20 = 29,78$			kNm/m
		HL		ML	
Spinta sovracc.	$246,57 / 7,50 = 32,88 \text{ kN/m}$	$\times 2,68 = 87,95$			kNm/m
Frenatura	$180,00 / 7,50 = 24,00 \text{ kN/m}$	$\times 5,25 = 126,00$			kNm/m

<u>Sisma</u>		HL		ML	
a					
Impalcato	$0,048 \times 150,25 = 7,21 \text{ kN/m}$	$\times 4,83 = 34,80$			kNm/m
paraghiaia	$0,048 \times 7,88 = 0,38 \text{ kN/m}$	$\times 4,83 = 1,82$			kNm/m
corpo spalla	$0,048 \times 107,50 = 5,16 \text{ kN/m}$	$\times 2,15 = 11,09$			kNm/m
		<u>12,75 kN/m</u>		<u>47,72</u>	kNm/m

Incremento di spinta $6,24 \text{ kN/m} \times 3,57 = 22,26 \text{ kNm/m}$

2.5.2 Combinazioni di Carico alla base del corpo spalla

C.4.1	A I	Permanenti + Spinta terreno e sovraccarico			
	N	$= 265,63 + \quad + \quad + \quad +$		$=$	$265,63 \text{ kN}$
	M _L	$= 27,29 + 87,95 + 148,99 +$		$=$	$264,23 \text{ m}$
	H _L	$= \quad + 32,88 + 83,55 +$		$=$	$116,42 \text{ kN}$
C.4.2	A III	Permanenti + Spinta terreno e sovr. + Accidentali su imp. 1 colonna + Frenatura			
	N	$= 265,63 + \quad + \quad + 99,27 +$		$=$	$364,90 \text{ kN}$
	M _L	$= 27,29 + 87,95 + 148,99 + 19,85 + 126,00$		$=$	$410,09 \text{ m}$
	H _L	$= \quad + 32,88 + 83,55 + \quad + 24,00$		$=$	$140,42 \text{ kN}$
C.4.3	A III	Permanenti + Spinta terreno e sovr. + Accidentali su imp. 2 colonne + Frenatura			
	N	$= 265,63 + \quad + \quad + 148,90 +$		$=$	$414,53 \text{ kN}$
	M _L	$= 27,29 + 87,95 + 148,99 + 29,78 + 126,00$		$=$	$420,01 \text{ m}$
	H _L	$= \quad + 32,88 + 83,55 + \quad + 24,00$		$=$	$140,42 \text{ kN}$
C.4.4	A V a	Permanenti + Spinta terreno + Sisma longitudinale + Sisma verso il basso			
	N	$= 1,096 \times 265,63 + \quad + \quad +$		$=$	$291,13 \text{ kN}$
	M _L	$= 1,096 \times 27,29 + 148,99 + 22,26 + 47,72$		$=$	$248,88 \text{ m}$
	H _L	$= \quad + \quad + 83,55 + 6,24 + 12,75$		$=$	$102,54 \text{ kN}$

C.4.5 A V b Permanenti + Spinta terreno + Sisma longitudinale + Sisma verso l'alto

$$\begin{aligned}
 N &= 0,904 \times 265,63 + \quad + \quad + = 240,13 \text{ kN} \\
 M_L &= 0,904 \times 27,29 + 148,99 + 22,26 + 47,72 = 243,64 \text{ m} \\
 H_L &= \quad + \quad + 83,55 + 6,24 + 12,75 = 102,54 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

2.5.3 Verifica alla base del corpo spalla

2.5.3.1 In condizioni di esercizio (C.d.C. n. 3):

Dati

geometrici:	Altezza sezione:	H =	100 cm
	Larghezza sezione	B =	100 cm
	Spaziatura orizzontale barre:	s =	20,00 cm
	Spaziatura verticale barre:	S =	0,00 cm
	Copertura ferro netta:	c =	4,00 cm
	Altezza utile:	h' =	96,00 cm

Armature:

strato arm.	posizione dello strato (cm)	A (cm ²)	barre (n ϕ diam)
1	4	10,05	5 ϕ 16
2	0	0,00	ϕ
3	96	0,00	0 ϕ 20
4	96	15,71	5 ϕ 20

Sollecitazioni

:	Sforzo normale:	N =	41453 daN
	Momento flettente:	M =	42001 daN m
		T =	14042 daN

Verifica a Taglio:

$$\tau = 1,35 \frac{\text{daN/cm}}{2}$$

Verifica a Flessione:

Asse neutro: x =	Esterno alla sezione resistente	cm
$\sigma_c =$		0 $\frac{\text{daN/cm}}{2}$
$\sigma_s =$		2051 $\frac{\text{daN/cm}}{2}$

Materiale:

	Acciaio FeB	44	k		$\sigma_{s, amm} = 2600 \frac{\text{daN/cm}}{2}$
	Calcestruzzo Rbk	300	daN/cm ²		$\sigma_{c, amm} = 97,5 \frac{\text{daN/cm}}{2}$
	Modulo elastico acciaio=	2100000	daN/cm ²		
rif.2.1.2	Resistenza a trazione del cls	f _{ctm} =	26,07 daN/cm ²		$\Phi = \frac{E_t}{E_c} = 0,50$
rif.4.3.1.2	Resistenza a trazione del cls	f _{ck} =	21,90 daN/cm ²		
	Coeff.di omogeneizzazione=	15			x = 40,86 cm

Scelta del valore limite di apertura delle fessure:

rif. 4.3.1.3	Condizione di carico	frequente	
rif. 4.3.1.4	Condizioni ambientali	mod.	aggressive
rif. 4.3.1.5	Armature poco sensibili		
rif. 4.3.1.6	Valore nominale di apertura:	w	0,2 mm

Occorre eseguire il calcolo dell'ampiezza delle fessure.

Verifiche: **Calcolo della distanza media tra le fessure:**

rif. B.6.6.3	Barre ad aderenza migliorata(Y/N)?	y	
	Coeff. che caratterizza l'aderenza:	k2	0,4
	Coeff. che tiene conto del diagramma delle tensioni:	k3	0,210
	Larghezza efficace:	beff.	100,00 cm
	Altezza efficace:	deff.	19,00 cm
	Area efficace:	Ac.eff.	1900,00 cm ²
	Area acciaio posta in Ac.eff.:	As	15,71 cm ²
	Percentuale di armatura efficace:	ρ_r	0,0083
	Distanza media tra le fessure:	S _{rm}	32,31 cm

Calcolo della deformazione unitaria media dell'armatura:

	Tensione dell'acciaio:	σ_s	2050,90	daN/cm ²
	Tensione dell'acciaio 1° fessurazione:	σ_{sr}	2085,53	daN/cm ²
	Coeff. rappresentativo aderenza:	β_1	1	
	Carichi di lunga durata(Y/N)?	y		
	Coeff. durata carichi:	β_2	0,5	
	Deformazione unitaria media:	ϵ_{sm}	0,0001418	

rif.4.3.1.7.1.2	Calcolo ampiezza delle fessure:	wk	0,078 mm	<	0,200 mm
-----------------	----------------------------------------	----	----------	---	----------

2.5.3.2 In condizioni sismiche:

Dati

geometrici:	Altezza sezione:	H =	100	cm
	Larghezza sezione:	B =	100	cm
	Spaziatura orizzontale barre:	s =	20,00	cm
	Spaziatura verticale barre:	S =	0,00	cm
	Copertura ferro netta:	c =	4,00	cm
	Altezza utile:	h' =	96,00	cm

Armature:

strato arm.	posizione dello strato (cm)	A (cm ²)	barre (n ϕ diam)
1	4	10,05	5 ϕ 16
2	0	0,00	ϕ
3	96	0,00	0 ϕ 20
4	96	15,71	5 ϕ 20

Sollecitazioni

:	Sforzo normale:	N =	24013 daN
	Momento flettente:	M =	24364 daN m
		T =	10254 daN

Verifica a Taglio:

$$\tau = \frac{\text{daN/cm}}{2} = 1,19$$

Verifica a Flessione:

Asse neutro:	Esterno alla sezione resistente	cm
x =		daN/cm
$\sigma_c =$	0	2
$\sigma_s =$	2051	2

2.5.4 Verifica mensola trasversale spalla

2.5.4.1 Analisi dei carichi

Permanente

p.p. trave	$0.1562 \times 25 =$	3,91 kN/m (al rilascio dei trefoli)
p.p. soletta su una trave	$9.25 \times 0.25 \times 25 =$ $57,81/15$	57,81 kN/m = 3,85 kN/m

Permanente portato

pavimentazione	$3,00 \times 7.50 =$	22,50 kN/m
cordoli	$0.25 \times (0.30 + 0.25) \times 2 \times 2.5 =$	6,88 kN/m
barriere + parapetto	$0.200 \times 2 =$	4,00 kN/m
		33,38 kN/m

Carico su una trave: $P_2 = 33,38 / 15 = 2,23$ kN/m

Reazione Permanente + Permanente Portato su una Trave
 $RP = (3,91 + 3,85 + 2,23) \times 12,50 / 2 = 62,4$ kN

Sovraccarico Accidentale

luce di calcolo	$L_c = 12.05$ m
incremento dinamico	$\phi = 1.4 - (L_c - 10) / 150 = 1.386$

Si individuano i carichi sulla trave di bordo secondo la ripartizione di Courbon

Coefficienti di Courbon $R = 1 / n + e / w$

dove $n = 15$ travi

Si analizzano le prime tre travi di bordo che sollecitano la mensola trasversale della spalla

$$Wt1 = 2x(3.50^2+3.00^2+2.50^2+2.00^2+1.50^2+1.00^2+0.50^2)/3.50 = 20 \quad m^3$$

$$Wt1 = 2x(3.50^2+3.00^2+2.50^2+2.00^2+1.50^2+1.00^2+0.50^2)/3.00 = 23,33 \quad m^3$$

$$Wt1 = 2x(3.50^2+3.00^2+2.50^2+2.00^2+1.50^2+1.00^2+0.50^2)/2.50 = 28 \quad m^3$$

per Q_1 ($e_1 = 1.75$ m)	per Q_2 ($e_2 = -175$ m)	per Q_f ($e_3 = 4.00$ m)
$R_1 = 0.154$	$R_1 = -0.021$	$R_1 = 0.266$
$R_2 = 0.141$	$R_2 = -0.008$	$R_2 = 0.238$
$R_3 = 0.129$	$R_3 = 0.0042$	$R_3 = 0.210$

Carichi sulle travi n.1-2-3:

$$Q_{1a} = \text{asse da } 200\text{kN} = 200 \times 0.154 \times 1.386 = 42,6 \quad \text{kN}$$

$$Q_{2a} = \text{asse da } 200\text{kN} = 200 \times 0.141 \times 1.386 = 39,0 \quad \text{kN}$$

$$Q_{3a} = \text{asse da } 200\text{kN} = 200 \times 0.129 \times 1.386 = 35,6 \quad \text{kN}$$

$$q_{1a} = \text{distr. } 30 \text{ kN/m} = 30 \times 0.154 \times 1.386 = 6,4 \quad \text{kN/m}$$

$$q_{2a} = \text{distr. } 30 \text{ kN/m} = 30 \times 0.141 \times 1.386 = 5,9 \quad \text{kN/m}$$

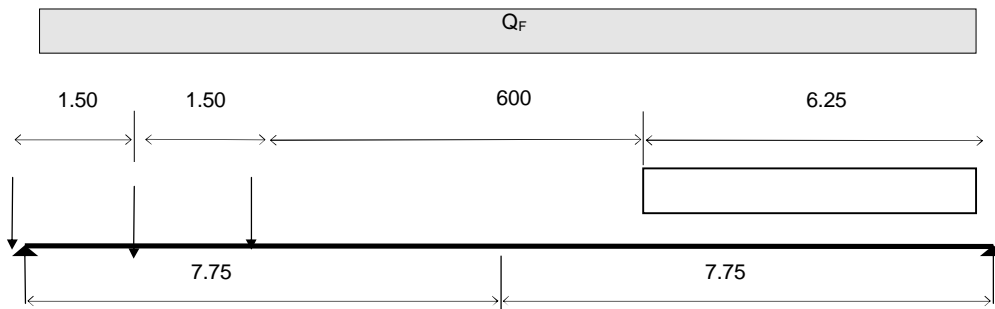
$$q_{3a} = \text{distr. } 30 \text{ kN/m} = 30 \times 0.129 \times 1.386 = 5,4 \quad \text{kN/m}$$

$$Q_{f1} = \text{folla } 0,400 \text{ t/m} = 0,400 \times 0.266 \times 1.386 = 1,47 \quad \text{kN/m}$$

$$Q_{f2} = \text{folla } 0,400 \text{ t/m} = 0,400 \times 0.238 \times 1.386 = 1,32 \quad \text{kN/m}$$

$$Q_{f3} = \text{folla } 0,400 \text{ t/m} = 0,400 \times 0.210 \times 1.386 = 1,16 \quad \text{kN/m}$$

2.5.4.2 Stesa di carico



Reazioni Travi sulla Spalla :

$$R1A = 1/12,05 (3x 42,6 \times 10,70 + 6,4 \times 3,20^2/2) + 1,47 \times 12,05/2 = 125,06 \quad \text{kN}$$

$$R2A = 1/12,05 (3x 39,0 \times 10,70 + 5,9 \times 3,20^2/2) + 1,32 \times 12,05/2 = 114,35 \quad \text{kN}$$

$$R3A = 1/12,05 (3x 35,6 \times 10,70 + 5,4 \times 3,20^2/2) + 1,16 \times 12,05/2 = 104,12 \quad \text{kN}$$

2.5.4.3 Verifica a Flessione e Taglio in condizioni di esercizio

Sollecitazioni

<u>Sez.A</u>	Perm	$1,25 \times 1,00 \times 0,40 \times 25 = 12,5 \text{ kN}$	x	$1,25/2 =$	$7,81 \text{ kNm}$
		$1,25 \times 1,00 \times 0,40/2 \times 25 = 6,25 \text{ kN}$	x	$1,25/3 =$	$2,60 \text{ kNm}$
		$0,20 \times 1,00 \times 0,50 \times 25 = 2,5 \text{ kN}$	x	$1,153 =$	$2,88 \text{ kNm}$
	RTperm	$= 62,40 \text{ kN}$	x	$0,25 =$	$15,60 \text{ kNm}$
	T pA	$= 83,65 \text{ kN}$		MpA	$28,89 \text{ kNm}$

GENERAL CONTRACTOR  Consorzio Collegamenti Integrati Veloci	ALTA SORVEGLIANZA  GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE
	IG51-01-E-CV-CL-NV07-0X-005-A00 Foglio 31 di 54

	RT acc.	= <u>125,06</u>		= <u>31,27 kNm</u>
	TA p+a	= 208,71 kN	Map+a =	60,16 kNm
<u>Sez.B</u>	Perm 0,80 x 1,00 x 0,50 x 25	= 10,0 kN	x 0,25	= 2,5 kNm
	T pA	= 83,65 kN	x 0,50	= 41,83 kNm
	RTperm	= <u>62,40 kN</u>	x /	= <u> </u> kNm
	T pA	= 156,05 kN	MpA	73,22 kNm
	RT acc.	= 114,35	x 0,50	= 57,17 kNm
		= <u>125,06</u>		= <u>31,27 kNm</u>
	TA p+a	= 395,46 kN	Map+a =	161,67 kNm
<u>Sez.C</u>	Perm 0,80 x 1,00 x 0,75 x 25	= 15,0 kN	x 0,375	= 5,625 kNm
	T pA	= 156,05 kN	x 0,75	= 117,04 kNm
			MpA	73,22 kNm
	RTperm	= <u>62,40 kN</u>	x /	= <u> </u> kNm
	T pA	= 233,45 kN	MpA	195,89 kNm
	RT acc.	= 239,41	x 0,75	= 179,55 kNm
		= <u>104,12</u>	x 0,25	= 26,03 kNm
	TA p+a	= 576,98 kN	Map+a =	<u>88,44 kNm</u> 489,91 kNm

Verifica a Flessione e Fessurazione Sez B B

Dati

geometrici:	Altezza sezione:	H =	80 cm
	Larghezza sezione	B =	100 cm
	Spaziatura orizzontale barre:	s =	20,00 cm
	Spaziatura verticale barre:	S =	0,00 cm
	Copertura ferro netta:	c =	4,00 cm
	Altezza utile:	h' =	76,00 cm

Armature:

strato arm.	posizione dello strato (cm)	A (cm ²)	barre (n φ diam)
1	4	10,05	5 φ 16
2	0	0,00	φ
3	76	0,00	φ 20
4	76	15,71	5 5 20

GENERAL CONTRACTOR  Consorzio Collegamenti Integrati Veloci	ALTA SORVEGLIANZA  GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE
	IG51-01-E-CV-CL-NV07-0X-005-A00 <div style="float: right;">Foglio 32 di 54</div>

Sollecitazioni: Sforzo normale: N = 0 daN
Momento flettente: M = 16167 daN m
T = 39546 daN

Verifica a Taglio: $\tau = 5,78 \frac{\text{daN}}{\text{cm}^2}$

Verifica a Flessione: Asse neutro:
x = 15,76 cm
 $\sigma_c = 25 \frac{\text{daN}}{\text{cm}^2}$
 $\sigma_s = 1454 \frac{\text{daN}}{\text{cm}^2}$

Materiale:

Acciaio FeB	44	k	$\sigma_{s \text{ amm}} = 2600 \frac{\text{daN}}{\text{cm}^2}$
Calcestruzzo Rbk	300	daN/cm^2	$\sigma_{c \text{ amm}} = 97,5 \frac{\text{daN}}{\text{cm}^2}$
Modulo elastico acciaio=	2100000	daN/cm^2	
Resistenza a trazione del cls	fctm=	26,07 daN/cm^2	$\Phi = E_t / E_c = 0,50$
Resistenza a trazione del cls	fck=	21,90 daN/cm^2	x = 32,58 cm
Coeff.di omogeneizzazione=	15		

Scelta del valore limite di apertura delle fessure:

rif. 4.3.1.3	Condizione di carico	frequente	
rif. 4.3.1.4	Condizioni ambientali	mod.	aggressive
rif. 4.3.1.5	Armature poco sensibili		
rif. 4.3.1.6	Valore nominale di apertura:	w	0,2 mm

Occorre eseguire il calcolo dell'ampiezza delle fessure.

Verifiche:

Calcolo della distanza media tra le fessure:

rif. B.6.6.3	Barre ad aderenza migliorata(Y/N)?	y	
	Coeff. che caratterizza l'aderenza:	k2	0,4
	Coeff. che tiene conto del diagramma delle tensioni:	k3	0,200
	Larghezza efficace:	b _{eff.}	100,00 cm
	Altezza efficace:	d _{eff.}	19,00 cm
	Area efficace:	Ac _{eff.}	1900,00 cm ²
	Area acciaio posta in Ac _{eff.} :	As	15,71 cm ²
	Percentuale di armatura efficace:	ρ_r	0,0083
	Distanza media tra le fessure:	S _{rm}	31,35 cm

Calcolo della deformazione unitaria media dell'armatura:

Tensione dell'acciaio:	σ_s	1453,52 $\frac{\text{daN}}{\text{cm}^2}$
Tensione dell'acciaio 1°	σ_{sr}	1728,42 $\frac{\text{daN}}{\text{cm}^2}$

GENERAL CONTRACTOR  Consorzio Collegamenti Integrati Veloci	ALTA SORVEGLIANZA  GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE
	IG51-01-E-CV-CL-NV07-0X-005-A00 Foglio 33 di 54

fessurazione: 2
 Coeff. rappresentativo aderenza: β_1 1
 Carichi di lunga durata(Y/N)? y
 Coeff. durata carichi: β_2 0,5
 Deformazione unitaria media: ϵ_{sm} 0,0002769

Calcolo ampiezza delle fessure:
 rif.4.3.1.7.1.2 wk 0,148 mm < 0,200 mm

Verifica a Flessione e Fessurazione SEZ. C-C

Elemento: Mensola Elevazione

Dati

geometrici: Altezza sezione: H = 80 cm
 Larghezza sezione B = 100 cm
 Spaziatura orizzontale barre: s = 10,00 cm
 Spaziatura verticale barre: S = 0,00 cm
 Copertura ferro netta: c = 4,00 cm
 Altezza utile: h' = 76,00 cm

Armature:

strato arm.	posizione dello strato (cm)	A (cm ²)	barre (n ϕ diam)
1	4	10,05	5 ϕ 16
2	0	0,00	ϕ
3	76	15,71	5 ϕ 20
4	76	31,42	10 ϕ 20

Sollecitazioni: Sforzo normale: N = 0 daN
 Momento flettente: M = 48991 daN m
 T = 57698 daN

Verifica a Taglio: $\tau = 8,44$ daN/cm²

Verifica a Flessione: Asse neutro:
 $x = 25,48$ cm
 $\sigma_c = 52$ daN/cm²
 $\sigma_s = 1534$ daN/cm²

Materiale: Acciaio FeB 44 k $\sigma_{s amm} = 2600$ daN/cm²
 Calcestruzzo Rbk 300 $\sigma_{c amm} = 97,5$ daN/cm²
 Modulo elastico acciaio= 2100000 daN/cm²
 Resistenza a trazione del cls fctm= 26,07 daN/cm² $\Phi = Et / Ec = 0,50$
 Resistenza a trazione del cls fcfk= 21,90 daN/cm² x = 34,26 cm
 Coeff.di omogeneizzazione= 15

GENERAL CONTRACTOR  Consorzio Collegamenti Integrati Veloci	ALTA SORVEGLIANZA  GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	
IG51-01-E-CV-CL-NV07-0X-005-A00		Foglio 34 di 54

Scelta del valore limite di apertura delle fessure:

rif. 4.3.1.3	Condizione di carico	frequente	
rif. 4.3.1.4	Condizioni ambientali	mod.	aggressive
rif. 4.3.1.5	Armature poco sensibili		
rif. 4.3.1.6	Valore nominale di apertura:	w	0,2 mm

Occorre eseguire il calcolo dell'ampiezza delle fessure.

Verifiche:

Calcolo della distanza media tra le fessure:

rif. B.6.6.3	Barre ad aderenza migliorata(Y/N)?	y	
	Coeff. che caratterizza l'aderenza:	k2	0,4
	Coeff. che tiene conto del diagramma delle tensioni:	k3	0,198
	Larghezza efficace:	beff.	100,00 cm
	Altezza efficace:	deff.	19,00 cm
	Area efficace:	Ac.eff.	1900,00 cm ²
	Area acciaio posta in Ac.eff.:	As	47,12 cm ²
	Percentuale di armatura efficace:	ρr	0,0248
	Distanza media tra le fessure:	Srm	16,39 cm

Calcolo della deformazione unitaria media dell'armatura:

	Tensione dell'acciaio:	σs	1534,34	daN/cm ²
	Tensione dell'acciaio 1° fessurazione:	σsr	768,35	daN/cm ²
	Coeff. rappresentativo aderenza:	β1	1	
	Carichi di lunga durata(Y/N)?	y		
	Coeff. durata carichi:	β2	0,5	
	Deformazione unitaria media:	εsm	0,000639	

Calcolo ampiezza delle fessure:

rif.4.3.1.7.1.2		wk	0,178 mm	<	0,200 mm
-----------------	--	----	----------	---	----------

Verifica a Taglio

<u>Sez.A</u>	Tb = 208,71 kN	
A taglio : τ	= $\frac{20871}{0,9 \times 100 \times 76}$	= 3,05 daN/cm ²
<u>Sez.B</u>	Tb = 395,46 kN	
A taglio : τ	= $\frac{34546}{0,9 \times 100 \times 76}$	= 5,8 daN/cm ²
<u>Sez.C</u>	Tb = 576,98 kN	
A taglio : τ	= $\frac{57698}{0,9 \times 100 \times 76}$	= 8,43 Kg/cm ²

GENERAL CONTRACTOR  Consorzio Collegamenti Integrati Veloci	ALTA SORVEGLIANZA  GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE
	IG51-01-E-CV-CL-NV07-0X-005-A00
	Foglio 35 di 54

0,9 x 100 x 76

$$\theta_{b-c} = \frac{5,8 + 8,4}{2} \times 75 \times 100 = 53250 \text{ daN}$$

Staffe $\Phi 14/10$ an.4 braccia

$$\theta_{st} = 7 \times 4 \times 1,54 \times 2200 = 94864 \text{ daN}$$

$\theta_{st} > \theta_{b-c}$

2.5.4.4 Verifica a Flessione e Taglio in condizioni sismiche

Permanente Incrementato sullo Sbalzo del 40%

<u>Sez.A</u>	TA =	83,65 x 1,40 =	117,11 kN
	MpA	28,89 x 1,40 =	40,45 kNm
<u>Sez.B</u>	T B	156,05 x 1,40 =	218,47kN
	MB	73,22 x 1,40 =	102,50kNm
<u>Sez.C</u>	T C	233,45 x 1,40 =	326,83 kN
	MC	195,89 x 1,40 =	274,25 kNm

Si omettono le verifiche a taglio e flessione in quanto le sollecitazioni sono sempre inferiori a quelle di esercizio.

GENERAL CONTRACTOR  Consorzio Collegamenti Integrati Veloci	ALTA SORVEGLIANZA  GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE
	IG51-01-E-CV-CL-NV07-0X-005-A00 Foglio 36 di 54

3 SPALLA B

3.1 Analisi dei carichi

3.1.1 Permanenti

Impalcato

	p.u.	largh.	lungh	spessore	γ -p.p.	carico	dist.bar . Y	momenti
soletta		9,25	1,00	0,25	25	= 57,813 kN/m	x 0,00	= 0,00 kNm/m
cordoli	1	1,20	1,00	0,25	25	= 7,500 kN/m	x 4,03	= 30,23 kNm/m
cordoli	1	0,55	1,00	0,25	25	= 3,438 kN/m	x -4,38	= -15,06 kNm/m
cordoli	0	0,00	1,00	0,25	25	= 0,000 kN/m	x 0,00	= 0,00 kNm/m
pavimentazione			1,00	7,50	3	= 22,500 kN/m	x -0,32	= -7,20 kNm/m
parapetti	1				1,5	= 1,500 kN/m	x 4,53	= 6,80 kNm/m
guardiavia+barriera								
fonoass.		1			4	= 4,000 kN/m	x -4,53	= -18,12 kNm/m
trave	15	1,00	1,00	0,159	25,00	= 59,625 kN/m	x 0,00	= 0,00 kNm/m
						156,375 kN/m		-3,36 kNm/m
traversi		1,00	1,50	5,50	25,00	= 206,250 kN		

Carico sulla spalla

$$\begin{aligned}
 N &= 1389,84 \text{ kN} & M_T &= -20,98 \text{ kNm} \\
 a &= 0,30 & & \text{(distanza tra l'asse appoggi e la parete anteriore del corpo spalla)} \\
 d &= 1,00 & & \text{(larghezza zoccolo anteriore fondazione)}
 \end{aligned}$$

Spalla

	p.u.	largh.	altezza	lungh	γ -p.p.	carico	dist.bar . Y	momenti
paraghiaia		9,25	1,05	0,30	25	= 72,844 kN	x -0,550	= -40,06 kNm
corpo spalla		9,25	3,00	1,00	25	= 693,750 kN	x -0,200	= -138,75 kNm
muri d'ala post	2	1,50	4,05	0,30	25	= 91,125 kN	x -1,450	= -132,13 kNm
muri d'ala ant.	0	1,05	1,05	0,30	25	= 0,000 kN	x 0,925	= 0,00 kNm
fondazione		10,00	1,20	3,50	25	= 1050,000 kN	x -0,450	= -472,50 kNm
								-
terreno posteriore		8,65	4,05	1,50	18	= 945,878 kN	x -1,450	= 1371,52 kNm
terreno anteriore		10,00	0,50	1,00	18	= 90,000 kN	x 0,800	= 72,00 kNm
								-
						2943,596 kN		2082,97 kNm

Totale permanenti alla base della fondazione

$$N = 1389,84 + 2943,60 = 4333,440 \text{ kN}$$

Momento longitudinale all'asse appoggi

$$M_L = -20,98 + 2082,97 = 2103,944 \text{ kNm}$$

3.1.2 Spinta del terreno e del sovraccarico

Dati terreno

peso terreno	γ	=	19	kN/m ³
coesione terreno	c	=	0	kN/m ²
angolo di attrito	φ	=	32	°
coefficiente di spinta attiva	λ_a	=	0,307	
numero impalcati su spalla		=	1	
larghezza impalcato	L_{imp}	=	9,25	m
larghezza carreggiata	L_{carr}	=	7,50	m
larghezza spalla	L_{sp}	=	9,25	m
altezza spalla + paraghiaia	H_s	=	4,05	m

sovraccarico su rilevato $q = 20,00$ kN/m²

	spinta		moment	
terreno	$H_L = 442,87$ kN	$\times 2,55$	$= M_L = 1129,33$ kN	o
accidentali	$H_L = 186,66$ kN	$\times 3,23$	$= M_L = 601,98$ kN	
	$H_L = 629,53$ kN		$M_L = 1731,30$ kN	

3.1.3 Accidentale sul rilevato

carico accidentale	$q = 20$ kN/m ²	da normativa
numero impalcati su spalla	= 2	
larghezza carreggiata	$L_{carr} = 7,50$ m	
spessore paraghiaia	= 0,30 m	
larghezza soletta post	= 1,50 m	
lunghezza carico distribuito	= 1,80 m	
distanza carico da asse appoggio	1,300 m	

$N = 540,00$ kN
 $M_L = 702,00$ kNm

3.1.4 Accidentale sull'impalcato

La reazione per una stesa di carico si ottiene dividendo per il coefficiente di ripartizione; per una colonna di carico (condizione n. 3)

$L = 12.50$ m

$\varphi = 1.4 - (L - 10) / 150 = 1.387$

$R = 1.387 / 12.05 \times (600 \times 10.70 + 3.0 \times 3.200 / 2) = 744,50$ kN

eccentricità $e_1 = 2,325$ m

GENERAL CONTRACTOR  Consorzio Collegamenti Integrati Veloci	ALTA SORVEGLIANZA  GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE
	IG51-01-E-CV-CL-NV07-0X-005-A00 Foglio 38 di 54

eccentricità	$e_2 = -1,175$	m
una stesa di carico		
eccentricità		
	$N = 744,50$	kN
	$M_t = 1730,96$	kNm
	$M_L = 0,00$	kNm (alla base della fondazione)
due stese di carico		
	$N = 1116,75$	kN
	$M_t = 1293,57$	kNm
	$M_L = 0,00$	kNm (alla base della fondazione)

3.1.5 Frenatura

	trave in semplice appoggio con appoggi in neoprene	
descrizione		
numero impalcati su spalla	1,0	
altezza impalcato	0,85	m
altezza appoggio	0,10	m
altezza spalla	3,00	m
altezza fondazione	1,20	m
carico concentrato	200	kN da normativa
carico distribuito	30,00	kN/m da normativa
coefficiente per colonna 1	1	da normativa
coefficiente per colonna 2	0,50	da normativa
lunghezza carico distribuito	3,20	m
numero di apparecchi di appoggio	1	

Si considera la condizione più gravosa tra le seguenti:

20%	totale del carico Q_a	H_{L1}	180,00	kN
10%	colonna di carico più pesante	H_{L2}	69,60	kN

a) alla base della fondazione

un impalcato carico	H_L	180,00 kN	x	5,15	=	927,00	kNm
due impalcati carichi	H_L	180,00 kN	x	5,15	=	927,00	kNm

b) alla base della elevazione

	H_L	180,00 kN	x	3,95	=	711,00	kNm
--	-------	------------------	---	------	---	---------------	------------

3.1.6 Incremento dovuto a Pendenza longitudinale

altezza appoggio	0,20	m
altezza corpo spalla	3,00	m
altezza fondazione	1,20	m
		m

$$Tg\alpha = 0,05989$$

$$\alpha = 0,0598 \text{ rad}$$

$$\alpha = 3,43 \text{ grad}$$

$$\sin\alpha \cos\alpha = 0,0597$$

Permanenti

a) impalcato

$$b = 4,40 \text{ m}$$

$$N = 1389,84 \text{ kN}$$

$$H_L = N \times \sin\alpha \cos\alpha = 82,94 \text{ kN}$$

$$M_L = H_L \times b = 364,94 \text{ kN}$$

b) accidentali

base fondazione

$$b = 4,88 \text{ m}$$

una carreggiata carica

$$N = 744,50 \text{ t}$$

$$H_L = N \times \sin\alpha \cos\alpha = 44,43 \text{ kN}$$

$$M_L = H_L \times b = 216,59 \text{ kN}$$

due carreggiata carica

$$N = 1116,75 \text{ t}$$

$$H_L = N \times \sin\alpha \cos\alpha = 66,64 \text{ kN}$$

$$M_L = H_L \times b = 324,89 \text{ kN}$$

base elevazione

$$b = 3,68 \text{ m}$$

una carreggiata carica

$$N = 744,50 \text{ t}$$

$$H_L = N \times \sin\alpha \cos\alpha = 44,43 \text{ kN}$$

$$M_L = H_L \times b = 163,28 \text{ kN}$$

due carreggiata carica

$$N = 1116,75 \text{ t}$$

$$H_L = N \times \sin\alpha \cos\alpha = 66,64 \text{ kN}$$

$$M_L = H_L \times b = 244,91 \text{ kN}$$

3.1.7 Vento trasversale

altezza proiezione vert impalcato 0,85 m

altezza accidentale 3,00 m da normativa

scalino interno marciapiede-nero 0,15 m [va a detrarsi dall'altezza dell'accidentale]

altezza appoggio 0,10 m

altezza spalla 3,00 m

altezza fondazione 1,20 m

carico distribuito vento q 2,500 kN/mq da normativa

lunghezza impalcato 12,50 m

Alla base della fondazione

a) impalcato = 13,281 kN x 4,725 = 62,754 kNm

b) accidentale = 44,531 kN x 6,575 = 292,793 kNm

H_T = 57,813 kN **M_T = 355,547 kNm**

Alla base dell'elevazione

a) impalcato = 13,281 kN x 3,525 = 46,816 kNm

GENERAL CONTRACTOR  Consorzio Collegamenti Integrati Veloci	ALTA SORVEGLIANZA  GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE
	IG51-01-E-CV-CL-NV07-0X-005-A00 Foglio 40 di 54

$$\begin{aligned}
 \text{b) accidentale} &= \frac{44,531}{\text{kN}} \times 5,375 = \frac{239,355}{\text{kNm}} \\
 \mathbf{H_T} &= \mathbf{57,813 \text{ kN}} \qquad \qquad \mathbf{M_T} = \mathbf{286,172 \text{ kNm}}
 \end{aligned}$$

3.1.8 Forza centrifuga

Il tratto di impalcato in corrispondenza della Spalla B risulta in Rettifilo. Risulta nulla dunque l'azione della forza centrifuga.

3.1.9 Sisma

$$\begin{aligned}
 \text{permanenti impalcato} & N = 1389,84 \text{ kN} \\
 \text{permanenti spalla} & N = 2943,60 \text{ kN} \\
 & M_L = -2103,94 \text{ tm}
 \end{aligned}$$

SISMA VERTICALE

$$\begin{aligned}
 S &= 6 & c &= 0,04 & m &= 2 \\
 I &= 1 & \beta &= 1,2
 \end{aligned}$$

$$\text{incremento percentuale carichi permanenti} \qquad \Delta N = 0,096$$

$$\begin{aligned}
 \Delta N_{el} &\pm 416,01 \text{ kN} \\
 \Delta M_{el} &\pm -201,98 \text{ kNm}
 \end{aligned}$$

SISMA ORIZZONTALE

$$C_s = 0,048 \text{ coefficiente sismico orizzontale}$$

▪ sisma sull'impalcato

altezza impalcato	0,85 m
altezza appoggio	0,10 m
altezza spalla	3,00 m
altezza fondazione	1,20 m
Numero impalcati	1

$$H_L = H_T = 33,36 \text{ kN} \quad 4,73 = 157,61 \text{ tm}$$

▪ sisma sulla spalla

paraghiaia	0,048	x	72,84	=	3,50 kN	x	4,73	=	16,52 kNm
corpo spalla	0,048	x	693,75	=	33,30 kN	x	2,70	=	89,91 kNm
muri d'ala post	0,048	x	91,13	=	4,37 kN	x	3,23	=	14,11 kNm
fondazione	0,048	x	1050,00	=	50,40 kN	x	0,60	=	30,24 kNm
terreno posteriore	0,048	x	945,88	=	45,40 kN	x	3,23	=	146,42 kNm
terreno anteriore	0,048	x	90,00	=	4,32 kN	x	1,45	=	6,26 kNm
					$H_L = 141,29 \text{ kN}$	x			$M_L = 303,46 \text{ kNm}$

Totale sisma

$$\begin{aligned}
 \mathbf{H_L = H_T} &= \mathbf{174,65 \text{ kN}} \\
 \mathbf{M_L = M_T} &= \mathbf{461,07 \text{ kNm}}
 \end{aligned}$$

3.1.10 Incremento di spinta in condizioni sismiche

$$\lambda_a = 0,3073 \quad \Theta = 2,29177^\circ$$

$$\lambda_{as} = 0,3305 \quad \cos \Theta = 0,9992$$

spinta terreno	442,87 kN
altezza spalla	3,00 m
altezza paraghiaia	1,05 m

GENERAL CONTRACTOR  Consorzio Collegamenti Integrati Veloci	ALTA SORVEGLIANZA  GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE
	IG51-01-E-CV-CL-NV07-0X-005-A00 Foglio 41 di 54

altezza fondazione 1,20 m

$$\Delta F = 33,08 \text{ kN}$$

$$\Delta M = 33,08 \text{ kN} \times 3,90 = 129,02 \text{ kNm}$$

3.2 Combinazioni di carico

3.2.1 Combinazioni alla base della Fondazione

A I Permanenti + Vento + Acc. su rilevato + Attrito

N	=	4333,44	+	540,00	+		+		=	4873,44	kN
M _L	=	-2103,94	+	702,00	+	1731,30	+		=	329,36	kNm
H _L	=		+		+	629,53	+		=	629,53	kN
M _T	=	355,55	+		+		+		=	355,55	kNm
H _T	=	57,81	+		+		+		=	57,81	kN

A II a Permanenti + Accidentali 1 colonna. + 0,6 x Vento + Attrito

N	=	4333,44	+	540,00	+		+	744,50	+		=	5617,94	kN
M _L	=	-2103,94	+	702,00	+	1731,30	+	0,00	+		=	329,36	kNm
H _L	=		+		+	629,53	+		+		=	629,53	kN
M _T	=	0,6 x		355,55	+		+	1730,96	+		=	1944,29	kNm
H _T	=	0,6 x		57,81	+		+		+		=	34,69	kN

A II b Permanenti + Accidentali 2 colonne + 0,6 x Vento + Attrito

N	=	4333,44	+	540,00	+		+	1116,75	+		=	5990,19	kN
M _L	=	-2103,94	+	702,00	+	1731,30	+	0,00	+		=	329,36	kNm
H _L	=		+		+	629,53	+		+		=	629,53	kN
M _T	=	0,6 x		355,55	+		+	1293,57	+		=	1506,90	kNm
H _T	=	0,6 x		57,81	+		+		+		=	34,69	kN

A III a Permanenti + Accidentali 1 colonna + Frenatura + 0,2 x Vento + Attrito

N	=	4333,44	+	540,00	+		+	744,50	+		=	5617,94	kN
M _L	=	-2103,94	+	702,00	+	1731,30	+	0,00	+	927,00	=	1256,36	kNm
H _L	=		+		+	629,53	+		+	180,00	=	809,53	kN
M _T	=	0,2 x		355,55	+		+	1730,96	+		=	1802,07	kNm
H _T	=	0,2 x		57,81	+		+		+		=	11,56	kN

A III b Permanenti + Accidentali 2 colonne + Frenatura + 0,2 x Vento + Attrito

N	=	4333,44	+	540,00	+		+	1116,75	+		=	5990,19	kN
M _L	=	-2103,94	+	702,00	+	1731,30	+	0,00	+	927,00	=	1256,36	kNm
H _L	=		+		+	629,53	+		+	180,00	=	809,53	kN
M _T	=	0,2 x		355,55	+		+	1293,57	+		=	1364,68	kNm
H _T	=	0,2 x		57,81	+		+		+		=	11,56	kN

GENERAL CONTRACTOR  Consorzio Collegamenti Integrati Veloci	ALTA SORVEGLIANZA  GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	
IG51-01-E-CV-CL-NV07-0X-005-A00		Foglio 42 di 54

A IV a Permanenti + Accidentali 1 colonna + Forza centrifuga + 0,2 x Vento + Attrito

N	=	4333,44	+	540,00	+		+	744,50	+	=	5617,94	kN	
M _L	=	-2103,94	+	702,00	+	1731,30	+	0,00	+	=	329,36	kNm	
H _L	=		+		+	629,53	+		+	=	629,53	kN	
M _T	=	0,2	x	355,55	+		+	1730,96	+	0,00	=	1802,07	kNm
H _T	=	0,2	x	57,81	+		+		+	0,00	=	11,56	kN

A IV b Permanenti + Accidentali 2 colonne. + Forza centrifuga + 0,2 x Vento + Attrito

N	=	4333,44	+	540,00	+		+	1116,75	+	=	5990,19	kN	
M _L	=	-2103,94	+	702,00	+	1731,30	+	0,00	+	=	329,36	kNm	
H _L	=		+		+	629,53	+		+	=	629,53	kN	
M _T	=	0,2	x	355,55	+		+	1293,57	+	0,00	=	1364,68	kNm
H _T	=	0,2	x	57,81	+		+		+	0,00	=	11,56	kN

A V a Permanenti + Sisma trasversale + Sisma verso il basso

N	=	1,096	x	4333,44	+		+		+	=	4749,45	kN
M _L	=	1,096	x	-2103,94	+	1129,33	+	129,02	+	=	-1047,57	kNm
H _L	=		+		+	442,87	+	33,08	+	=	475,96	kN
M _T	=		+	461,07	+		+		+	=	461,07	kNm
H _T	=		+	174,65	+		+		+	=	174,65	kN

A V b Permanenti + Sisma trasversale + Sisma verso l'alto

N	=	0,904	x	4333,44	+		+		+	=	3917,43	kN
M _L	=	0,904	x	-2103,94	+	1129,33	+	129,02	+	=	-643,62	kNm
H _L	=		+		+	442,87	+	33,08	+	=	475,96	kN
M _T	=		+	461,07	+		+		+	=	461,07	kNm
H _T	=		+	174,65	+		+		+	=	174,65	kN

A V c Permanenti + Sisma longitudinale + Sisma verso il basso

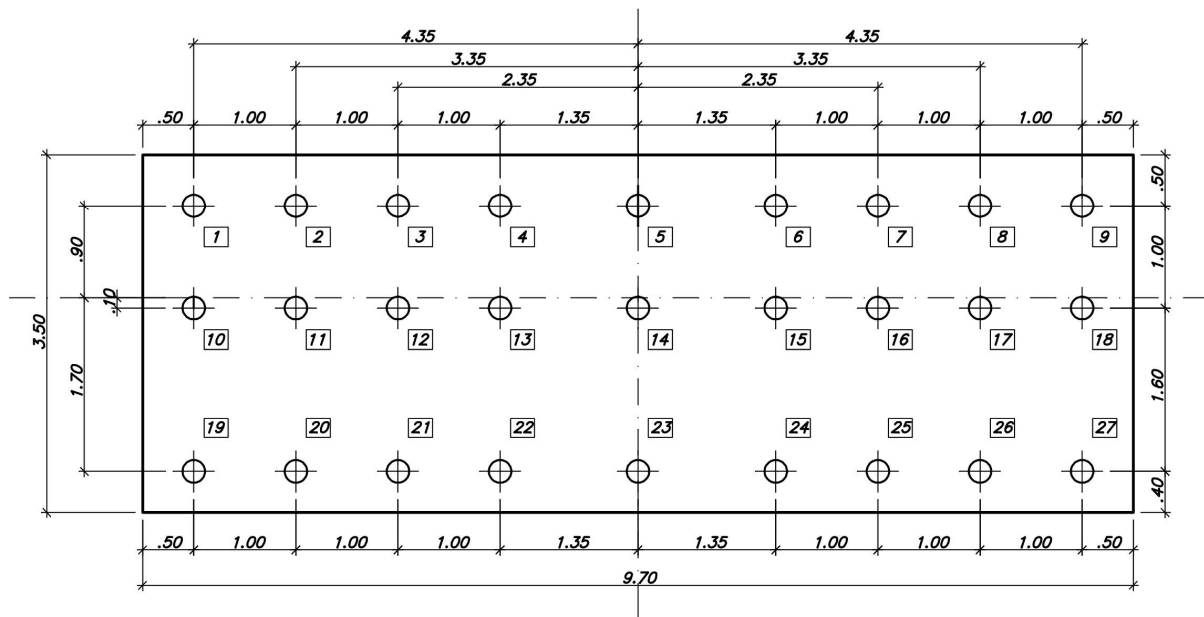
N	=	1,096	x	4333,44	+		+		+	=	4749,45	kN	
M _L	=	1,096	x	-2103,94	+	1129,33	+	129,02	+	461,07	=	-586,50	kNm
H _L	=		+		+	442,87	+	33,08	+	174,65	=	650,60	kN
M _T	=		+		+		+		+	=	0,00	kNm	
H _T	=		+		+		+		+	=	0,00	kN	

A V d Permanenti + Sisma longitudinale + Sisma verso l'alto

N	=	0,904	x	4333,44	+		+		+	=	3917,43	kN	
M _L	=	0,904	x	-2103,94	+	1129,33	+	129,02	+	461,07	=	-182,54	kNm
H _L	=		+		+	442,87	+	33,08	+	174,65	=	650,60	kN
M _T	=		+		+		+		+	=	0,00	kNm	
H _T	=		+		+		+		+	=	0,00	kN	

3.3 Verifica palificata

3.3.1 Schema di calcolo



3.3.2 Dati Geometrici

n. palo	X	Y	n. palo	X	Y
1	-4,350	0,900	15	1,350	-0,100
2	-3,350	0,900	16	2,350	-0,100
3	-2,350	0,900	17	3,350	-0,100
4	-1,350	0,900	18	4,350	-0,100
5	0,000	0,900	19	-4,350	-1,700
6	1,350	0,900	20	-3,350	-1,700
7	2,350	0,900	21	-2,350	-1,700
8	3,350	0,900	22	-1,350	-1,700
9	4,350	0,900	23	0,000	-1,700
10	-4,350	-0,100	24	1,350	-1,700
11	-3,350	-0,100	25	2,350	-1,700
12	-2,350	-0,100	26	3,350	-1,700
13	-1,350	-0,100	27	4,350	-1,700
14	0,000	-0,100			

Baricentro

GENERAL CONTRACTOR  Consorzio Collegamenti Integrati Veloci	ALTA SORVEGLIANZA  GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	
IG51-01-E-CV-CL-NV07-0X-005-A00		Foglio 44 di 54

Xg Yg
0,00 -0,30

Momento di inerzia

Jx Jy
0,97 7,06

3.3.3 Azioni sui micropali

Combinazione

AZIONE NORMALE SUL PALO

	C.2.1	C.2.2	C.2.3	C.2.4	C.2.5	C.2.6
n. palo	N	N	N	N	N	N
1	299,72	313,89	344,79	352,57	383,47	316,64
2	301,30	322,53	351,49	360,58	389,54	324,65
3	302,88	331,18	358,19	368,59	395,60	332,66
4	304,47	339,82	364,89	376,60	401,67	340,67
5	306,60	351,49	373,93	387,42	409,86	351,49
6	308,73	363,16	382,98	398,23	418,05	362,30
7	310,31	371,80	389,67	406,24	424,12	370,31
8	311,89	380,44	396,37	414,26	430,19	378,33
9	313,48	389,09	403,07	422,27	436,25	386,34
10	194,64	194,37	218,06	203,11	226,80	197,13
11	196,22	203,02	224,76	211,12	232,87	205,14
12	197,80	211,66	231,46	219,14	238,94	213,15
13	199,38	220,31	238,16	227,15	245,00	221,16
14	201,51	231,97	247,20	237,96	253,19	231,97
15	203,65	243,64	256,25	248,78	261,38	242,79
16	205,23	252,29	262,95	256,79	267,45	250,80
17	206,81	260,93	269,65	264,80	273,52	258,81
18	208,39	269,57	276,35	272,81	279,58	266,82
19	26,50	3,15	15,30	-36,01	-23,87	5,90
20	28,08	11,80	22,00	-28,00	-17,80	13,92
21	29,66	20,44	28,70	-19,99	-11,73	21,93
22	31,25	29,08	35,40	-11,98	-5,67	29,94
23	33,38	40,75	44,44	-1,16	2,52	40,75
24	35,51	52,42	53,48	9,65	10,71	51,57
25	37,09	61,07	60,18	17,66	16,78	59,58
26	38,67	69,71	66,88	25,67	22,85	67,59
27	40,25	78,35	73,58	33,68	28,91	75,60
MAX	313,48	389,09	403,07	422,27	436,25	386,34
MIN	26,50	3,15	15,30	-36,01	-23,87	5,90

	C.2.7	C.2.8	C.2.9	C.2.10	C.2.11
n. palo	N	N	N	N	N
1	347,54	236,84	202,33	263,63	229,12
2	353,61	238,89	204,38	263,63	229,12
3	359,67	240,94	206,43	263,63	229,12
4	365,74	242,99	208,48	263,63	229,12
5	373,93	245,75	211,25	263,63	229,12

6	382,12	248,52	214,01	263,63	229,12
7	388,19	250,57	216,06	263,63	229,12
8	394,26	252,62	218,11	263,63	229,12
9	400,32	254,67	220,16	263,63	229,12
10	220,81	178,63	147,20	190,53	159,09
11	226,88	180,68	149,25	190,53	159,09
12	232,95	182,73	151,30	190,53	159,09
13	239,01	184,78	153,35	190,53	159,09
14	247,20	187,55	156,12	190,53	159,09
15	255,39	190,31	158,88	190,53	159,09
16	261,46	192,36	160,93	190,53	159,09
17	267,53	194,41	162,98	190,53	159,09
18	273,60	196,46	165,03	190,53	159,09
19	18,05	85,50	58,99	73,57	47,06
20	24,12	87,55	61,04	73,57	47,06
21	30,18	89,60	63,09	73,57	47,06
22	36,25	91,65	65,14	73,57	47,06
23	44,44	94,42	67,91	73,57	47,06
24	52,63	97,18	70,67	73,57	47,06
25	58,70	99,23	72,72	73,57	47,06
26	64,76	101,28	74,77	73,57	47,06
27	70,83	103,33	76,82	73,57	47,06
MAX	400,32	254,67	220,16	263,63	229,12
MIN	18,05	85,50	58,99	73,57	47,06

3.3.4 Verifica micropali

3.3.4.1 Verifica capacità portante

DATI PALO

lunghezza	14,00	m				
di cui m iniziali	0,00	m (che trascuro)	area sezione palo	0,038	mq	
diametro	220	mm	area bulbo	0,096	mq	
			diametro bulbo =	0,35	m	
CARICO SUL PALO	426,25	kN	sup lat utile AI =	9,68	mq	

DATI TERRENO

coesione	0	t/mq			
p. specifico	23	KN/m ³			
δ =	19	°	angolo di attrito terra muro		
angolo attrito					
Φ =	32	°			
Nc =	40,0				
Nq =	25,0				

PORTATA LIMITE ALLA PUNTA

	$q = \sum \gamma_i H_i = \gamma (H-I) =$	322	kN
Qp =	$A (c N_c + q N_q) =$	775	kN

GENERAL CONTRACTOR  Consorzio Collegamenti Integrati Veloci	ALTA SORVEGLIANZA  GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	Foglio 46 di 54
IG51-01-E-CV-CL-NV07-0X-005-A00		

PER ATTRITO LATERALE

$$\sigma_h = \gamma H/2 = 161 \text{ kN}$$

$$\tan \delta = 0,344$$

PESO PALO

$$QI = (c + \sum \sigma_h \times \tan \delta) A_l = 536 \text{ kN}$$

$$\text{decurto il terreno } P_p = 12,8 \text{ kN}$$

Coefficiente di Sicurezza alla portanza dei Pali:

$$v = 775 + 536 - 12,8 = 1298,20 / 436,25 = 2,98 > 2,5$$

3.3.4.2 Verifica del palo alle azioni taglianti

Si considera il palo totalmente immerso nel terreno con la testa libera di spostarsi ma non di ruotare, soggetto ad un'azione orizzontale H.

La massima forza orizzontale agente alla testa dei pali risulta:

in condizioni di esercizio : $H_t \text{ max} = 809,61 \text{ kN}$ (4° c.d.c)

$$H_p = 809,61/27 = 29,99 \text{ kN}$$

in condizioni sismiche : $H_t \text{ max} = 650,604$ (10-11° c.d.c)

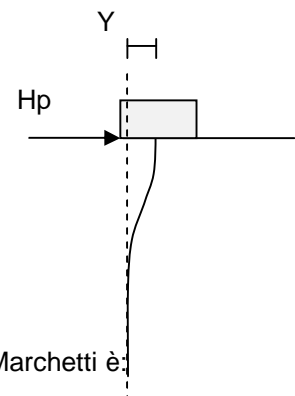
$$H_p = 650,604/27 = 24,09 \text{ t}$$

Il momento flettente agente sulla testa del palo secondo le formule di Jamolkowsky-Marchetti è:

$$M = \frac{H_p \times A_\phi \times T}{B_\phi} \quad \text{dove } T = \left[\frac{E \times J}{k} \right]^{1/5}$$

B_ϕ

k



Considerando reagente la sola armatura metallica costituita da un tubo con diametro esterno 176mm sp 8mm:

Numericamente si ottiene:

$$J = \frac{\pi \times (16,3^4 - 14,3^4)}{64} = 1412 \text{ cm}^4$$

$$E = 2100000 \text{ Kg/cm}^2$$

$$k = 10 \text{ Kg/cm}^3$$

$$T = 50,03 \text{ cm}$$

$$L_p = 1400 \text{ cm}$$

$$Z = L/T = 1400/51,56 = 27,00$$

$$A_\phi = 1,623$$

$$B_\phi = 1,749$$

In condizioni di esercizio:

Momento di incastro alla testa del palo libera di spostarsi ma non di ruotare :

$$M_{\text{max}} = 29,99 \times 1,623 / 1,749 \times 50,03 = 1392 \text{ kNcm}$$

Carico massimo.

$$N_{\text{max}} = 436,25 \text{ kN}$$

Considerando resistente la sola sezione in acciaio risulta :

$$\sigma_{\text{max}} = \frac{436,25}{A} + \frac{1392 \times 8,4}{I} = 11,31 \text{ KN/cm}^2$$

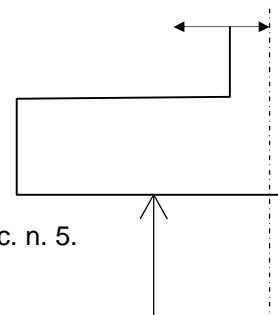
42.22

1412

3.4 Verifica fondazione

Le condizioni sismiche risultano meno gravose rispetto a quelle di esercizio e per questo se ne omette la verifica

3.4.1 Verifica soletta anteriore in condizioni di esercizio



Si considera la condizione di carico maggiormente gravosa, costituita dalla c.d.c. n. 5.

$P = 436,25 \text{ kN}$

A metro lineare

	$436,25/1,00$	=	$436,25 \text{ kN}$	x	$0,80$	=	$349,00 \text{ kNm}$
p.p. plinto	$- 1,20 \times 1,00 \times 25$	=	$- 30,0 \text{ kN}$	x	$0,70$	=	$- 21,0 \text{ kNm}$
p.p. terreno	$- 0,50 \times 1,00 \times 18$	=	$- 9,0 \text{ kN}$	x	$0,50$	=	$- 4,5 \text{ kNm}$
		T	$= 397,25 \text{ kNt}$			M	$= 323,50 \text{ kNm}$

Elemento: Fondazione anteriore Spalla B

Dati

geometrici:	Altezza sezione:	H =	120 cm
	Larghezza sezione	B =	100 cm
	Spaziatura orizzontale barre:	s =	20,00 cm
	Spaziatura verticale barre:	S =	0,00 cm
	Copertura ferro netta:	c =	4,00 cm
	Altezza utile:	h' =	116,00 cm

Armature:

strato arm.	posizione dello strato (cm)	A (cm ²)	barre (n ϕ diam)
1	4	15,71	5 ϕ 20
2	0	0,00	ϕ
3	116	0,00	0 ϕ 20
4	116	15,71	5 ϕ 20

Sollecitazioni:	Sforzo normale:	N =	0 daN
	Momento flettente:	M =	32350 daN m
		T =	39725 daN

Verifica a Taglio:			daN/cm
		$\tau =$	3,81 2

GENERAL CONTRACTOR  Consorzio Collegamenti Integrati Veloci	ALTA SORVEGLIANZA  GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE
	IG51-01-E-CV-CL-NV07-0X-005-A00 Foglio 48 di 54

Verifica a Flessione:

Asse neutro:

x =	19,53	cm
σ_c =	25	daN/cm ²
σ_s =	1876	daN/cm ²

Materiale:

	Acciaio FeB	44	k	$\sigma_{s\text{ amm}}$ =	2600	daN/cm ²
	Calcestruzzo Rbk	300	daN/cm ²	$\sigma_{c\text{ amm}}$ =	97,5	daN/cm ²
	Modulo elastico acciaio=	2100000	daN/cm ²			
rif.2.1.2	Resistenza a trazione del cls	fctm=	26,07	daN/cm ²		$\Phi = Et / Ec = 0,50$
rif.4.3.1.2	Resistenza a trazione del cls	fcfk=	21,90	daN/cm ²	x =	48,70 cm
	Coeff.di omogeneizzazione=	15				

Scelta del valore limite di apertura delle fessure:

rif. 4.3.1.3	Condizione di carico	frequente	
rif. 4.3.1.4	Condizioni ambientali	mod.	aggressive
rif. 4.3.1.5	Armature poco sensibili		
rif. 4.3.1.6	Valore nominale di apertura:	w	0,2 mm

Il momento è inferiore al valore di prima fessurazione: non è necessario il calcolo dell'ampiezza delle fessure.

Verifiche:

Calcolo della distanza media tra le fessure:

rif. B.6.6.3	Barre ad aderenza migliorata(Y/N)	y	
	Coeff. che caratterizza 'aderenza:	k2	0,4
	Coeff. che tiene conto del diagramma delle tensioni:	k3	0,217
	Larghezza efficace:	b _{eff.}	100,00 cm
	Altezza efficace:	d _{eff.}	19,00 cm
	Area efficace:	Ac _{eff.}	1900,00 cm ²
	Area acciaio posta in Ac _{eff.} :	As	15,71 cm ²
	Percentuale di armatura efficace:	ρ_r	0,0083
	Distanza media tra le fessure:	S _{rm}	32,97 cm

Calcolo della deformazione unitaria media dell'armatura:

	Tensione dell'acciaio:	σ_s	1875,96	daN/cm ²
	Tensione dell'acciaio 1° fessurazione:	σ_{sr}	2423,08	daN/cm ²
	Coeff. rappresentativo aderenza:	β_1	1	
	Carichi di lunga durata(Y/N)?	y		
	Coeff. durata carichi:	β_2	0,5	
	Deformazione unitaria media:	ϵ_{sm}	0,0003573	

Calcolo ampiezza delle fessure:

rif.4.3.1.7.1.2		w _k	0,200 mm	<	0,200 mm
-----------------	--	----------------	----------	---	----------

3.4.2 Verifica soletta posteriore in condizioni di esercizio

Si considera la condizione di carico maggiormente gravosa, costituita dalla c.d.c. n. 4.

P = -35,01kN

A metro lineare

	-12,50/1,00	=	-12,50 kN	x 1.30 =	-16,25 kNm
p.p. plinto	- 1,20 x 1.50 x 25	=	- 45,00 kN	x 0.95 =	- 42,75 kNm
p.p. terreno	- 1,50 x 3,00 x 18	=	- 81,00 kN	x 0.95 =	- 76,95 kNm
	T	=	138,50 kNt	M	= 135,95 kNm

Elemento: Fondazione posteriore Spalla B

Dati

geometrici:

Altezza sezione:		H =	120 cm
Larghezza sezione		B =	100 cm
Spaziatura orizzontale barre:		s =	20,00 cm
Spaziatura verticale barre:		S =	0,00 cm
Copertura ferro netta:		c =	4,00 cm
Altezza utile:		h' =	116,00 cm

Armature:

strato arm.	posizione dello strato (cm)	A (cm ²)	barre (n ϕ diam)
1	4	15,71	5 ϕ 20
2	0	0,00	ϕ
3	116	0,00	0 ϕ 20
4	116	15,71	5 ϕ 20

Sollecitazioni:

Sforzo normale:		N =	0 daN
Momento flettente:		M =	13595 daN m
		T =	13850 daN

Verifica a Taglio:

			daN/cm
	$\tau =$	1,33	2

Verifica a Flessione:

			daN/cm
	Asse neutro:		
	x =	19,53	cm
	$\sigma_c =$	11	2 daN/cm
	$\sigma_s =$	788	2 daN/cm

Materiale:

	Acciaio FeB	44	k			daN/cm
				$\sigma_{s amm} =$	2600	2
	Calcestruzzo Rbk	300	daN/cm ²	$\sigma_{c amm} =$	97,5	2
	Modulo elastico acciaio=	2100000	daN/cm ²			
	Resistenza a trazione del cls					$\Phi = Et /$
rif.2.1.2	fctm=	26,07	daN/cm ²			$E_c =$ 0,50
rif.4.3.1.2	Resistenza a trazione del cls	21,90	daN/cm ²	x =	48,70	cm

GENERAL CONTRACTOR  Consorzio Collegamenti Integrati Veloci	ALTA SORVEGLIANZA  GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	
IG51-01-E-CV-CL-NV07-0X-005-A00		Foglio 50 di 54

fcfk=
Coeff.di omogeneizzazione= 15

Scelta del valore limite di apertura delle fessure:

rif. 4.3.1.3	Condizione di carico	frequente	
rif. 4.3.1.4	Condizioni ambientali	mod.	aggressive
rif. 4.3.1.5	Armature poco sensibili		
rif. 4.3.1.6	Valore nominale di apertura:	w	0,2 mm

Il momento è inferiore al valore di prima fessurazione: non è necessario il calcolo dell'ampiezza delle fessure.

Verifiche:

Calcolo della distanza media tra le fessure:

rif. B.6.6.3	Barre ad aderenza migliorata(Y/N)	y	
	Coeff. che caratterizza l'aderenza:	k2	0,4
	Coeff. che tiene conto del diagramma delle tensioni:	k3	0,217
	Larghezza efficace:	beff.	100,00 cm
	Altezza efficace:	deff.	19,00 cm
	Area efficace:	Ac.eff.	1900,00 cm ²
	Area acciaio posta in Ac.eff.:	As	15,71 cm ²
	Percentuale di armatura efficace:	pr	0,0083
	Distanza media tra le fessure:	Srm	32,97 cm

Calcolo della deformazione unitaria media dell'armatura:

	Tensione dell'acciaio:	σ_s	788,37	daN/cm ²
	Tensione dell'acciaio 1° fessurazione:	σ_{sf}	2423,08	daN/cm ²
	Coeff. rappresentativo aderenza:	β_1	1	
	Carichi di lunga durata(Y/N)?	y		
	Coeff. durata carichi:	β_2	0,5	
	Deformazione unitaria media:	ϵ_{sm}	0,0001502	

Calcolo ampiezza delle fessure:

rif.4.3.1.7.1.2 wk 0,084 mm < 0,200 mm

3.5 Elevazione Spalla

3.5.1 Analisi dei Carichi

Si effettua il calcolo per una striscia unitaria.

<u>Permanenti</u>		N		M _L
Impalcato	1389,84 /	9,25 =	150,25 kN/m x	0,20 = 30,05 kNm/m
paraghaia	72,84 /	9,25 =	7,88 kN/m x	-0,35 = -2,76 kNm/m
corpo spalla	693,75 /	9,25 =	75,00 kN/m x	0,00 = 0,00 kNm/m
			233,13 kN/m	27,29 kNm/m

GENERAL CONTRACTOR  Consorzio Collegamenti Integrati Veloci	ALTA SORVEGLIANZA  GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	
IG51-01-E-CV-CL-NV07-0X-005-A00		Foglio 52 di 54

$$\begin{aligned}
 M_L &= 0,904 \times 27,29 + 64,64 + 9,66 + 32,16 = 131,12 \text{ kNm} \\
 H_L &= + + 47,88 + 3,58 + 11,19 = 62,64 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

3.5.3 Verifica alla base del corpo spalla

3.5.3.1 In condizioni di esercizio (C.d.C. n. 3):

Dati

geometrici:	Altezza sezione:	H =	100 cm
	Larghezza sezione	B =	100 cm
	Spaziatura orizzontale barre:	s =	20,00 cm
	Spaziatura verticale barre:	S =	0,00 cm
	Copertura ferro netta:	c =	4,00 cm
	Altezza utile:	h' =	96,00 cm

Armature:

strato arm.	posizione dello strato (cm)	A (cm ²)	barre (n ϕ diam)
1	4	10,05	5 ϕ 16
2	0	0,00	ϕ
3	96	0,00	0 ϕ 20
4	96	15,71	5 ϕ 20

Sollecitazioni

:	Sforzo normale:	N =	38203 daN
	Momento flettente:	M =	26691 daN m
		T =	9677 daN

Verifica a Taglio:	$\tau =$	1,12 $\frac{\text{daN}}{\text{cm}^2}$
---------------------------	----------	---------------------------------------

Verifica a Flessione:	Asse neutro: x =	Esterno alla sezione resistente	cm
	$\sigma_c =$	0	$\frac{\text{daN}}{\text{cm}^2}$
	$\sigma_s =$	2051	$\frac{\text{daN}}{\text{cm}^2}$

Materiale:	Acciaio FeB	44	k	$\sigma_{s amm} =$	2600	$\frac{\text{daN}}{\text{cm}^2}$
	Calcestruzzo Rbk	300	$\frac{\text{daN}}{\text{cm}^2}$	$\sigma_{c amm} =$	97,5	$\frac{\text{daN}}{\text{cm}^2}$
	Modulo elastico acciaio=	2100000	$\frac{\text{daN}}{\text{cm}^2}$			
rif.2.1.2	Resistenza a trazione del cls	fctm=	26,07	$\frac{\text{daN}}{\text{cm}^2}$		$\Phi = \frac{E_t}{E_c} = 0,50$
rif.4.3.1.2	Resistenza a trazione del cls	fcfk=	21,90	$\frac{\text{daN}}{\text{cm}^2}$	x =	40,86 cm
	Coeff.di omogeneizzazione=	15				

Scelta del valore limite di apertura delle fessure:

GENERAL CONTRACTOR  Consorzio Collegamenti Integrati Veloci	ALTA SORVEGLIANZA  GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE
	IG51-01-E-CV-CL-NV07-0X-005-A00 Foglio 53 di 54

rif. 4.3.1.3	Condizione di carico	frequente	
rif. 4.3.1.4	Condizioni ambientali	mod.	aggressive
rif. 4.3.1.5	Armature poco sensibili		
rif. 4.3.1.6	Valore nominale di apertura:	w	0,2 mm

Occorre eseguire il calcolo dell'ampiezza delle fessure.

Verifiche:	Calcolo della distanza media tra le fessure:		
rif. B.6.6.3	Barre ad aderenza migliorata(Y/N)?	y	
	Coeff. che caratterizza l'aderenza:	k2	0,4
	Coeff. che tiene conto del diagramma delle tensioni:	k3	0,210
	Larghezza efficace:	beff.	100,00 cm
	Altezza efficace:	deff.	19,00 cm
	Area efficace:	Ac.eff.	1900,00 cm ²
	Area acciaio posta in Ac.eff.:	As	15,71 cm ²
	Percentuale di armatura efficace:	ρ_r	0,0083
	Distanza media tra le fessure:	S _{rm}	32,31 cm

Calcolo della deformazione unitaria media dell'armatura:

			daN/cm
Tensione dell'acciaio:	σ_s	2050,90	2
Tensione dell'acciaio 1° fessurazione:	σ_{sr}	2085,53	2
Coeff. rappresentativo aderenza:	β_1	1	
Carichi di lunga durata(Y/N)?	y		
Coeff. durata carichi:	β_2	0,5	
Deformazione unitaria media:	ϵ_{sm}	0,0001418	

rif.4.3.1.7.1.2	Calcolo ampiezza delle fessure:	wk	0,078 mm <	0,200 mm
-----------------	----------------------------------------	----	------------	----------

3.5.3.2 In condizioni sismiche:

Elemento: Elevazione

Armature:

strato arm.	posizione dello strato (cm)	A (cm ²)	barre (n ϕ diam)
1	4	10,05	5 ϕ 16
2	0	0,00	ϕ
3	96	0,00	0 ϕ 20
4	96	15,71	5 ϕ 20

**Sollecitazioni**

:	Sforzo normale:	N =	25551 daN
	Momento flettente:	M =	13636 daN m
		T =	6264 daN

Verifica a Taglio:

	$\tau =$	0,73	daN/cm ²
--	----------	------	---------------------

Verifica a Flessione:

	Asse	Esterno alla sezione	
	neutro: x =	resistente	cm
	$\sigma_c =$	0	daN/cm ²
	$\sigma_s =$	2051	daN/cm ²