

COMMITTENTE:



PROGETTAZIONE:



**U.O. OPERE CIVILI**

**PROGETTO DEFINITIVO**

**RADDOPPIO DELLA LINEA GENOVA-VENTIMIGLIA**

**TRATTA FINALE LIGURE-ANDORA**

VI07\_Viadotto su Torrente Arroscia da km 86+575 a km 86+935

Relazione di calcolo Spalla A

SCALA:

-

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

IV01 00 D 09 CL VI0704 001 A

Rev.	Descrizione	Redatto	Data	Verificato	Data	Approvato	Data	Autorizzato Data
A	EMISSIONE ESECUTIVA	G.Grimaldi	Febbraio 2022	D. Guerci	Febbraio 2022	C. Fadda	Febbraio 2022	A. Vittozzi Febbraio 2022

ITALFERR S.p.A.  
U.O. Opere Civili - Segreteria delle varianti  
Dott. Ing. A. Vittozzi  
Online degli Impieghi  
N. 14/2022

File: IV0100D09CLVI0704001A

n. Elab.:

## INDICE

1	PREMESSA .....	4
1.1	DESCRIZIONE DELL'OPERA .....	4
1.1.1	<i>Aspetti legati alle opere di fondazione</i> .....	5
2	RIFERIMENTI NORMATIVI .....	6
3	MATERIALI .....	7
3.1	CALCESTRUZZO .....	7
3.2	ACCIAIO .....	8
3.3	VERIFICA S.L.E. ....	9
3.3.1	<i>Verifiche alle tensioni</i> .....	9
3.3.2	<i>Verifiche a fessurazione</i> .....	9
4	ANALISI E VERIFICHE SPALLA .....	11
4.1	GENERALITÀ .....	11
4.2	MODELLI A MENSOLA PER LA VERIFICA DELLE SPALLE .....	11
4.3	CONDIZIONI ELEMENTARI E COMBINAZIONI DI CARICO .....	11
4.4	SISTEMI DI RIFERIMENTO ED UNITÀ DI MISURA .....	15
4.5	GEOMETRIA DELLA SPALLA .....	16
4.6	ANALISI DEI CARICHI .....	19
4.6.1	<i>Peso proprio elementi strutturali</i> .....	19
4.6.2	<i>Carichi trasmessi dall'impalcato</i> .....	20
4.6.3	<i>Azione del Vento</i> .....	21
4.6.4	<i>Carichi da traffico verticali</i> .....	22
4.6.5	<i>Effetti dinamici</i> .....	23
4.6.6	<i>Carichi da traffico orizzontali</i> .....	23
4.6.7	<i>Spinta statica del terrapieno</i> .....	24
4.6.8	<i>Sovraccarico sul terrapieno</i> .....	26

4.6.9	<i>Spinta del sovraccarico accidentale condizioni statiche</i>	27
4.6.10	<i>Azione sismica</i>	28
4.6.11	<i>Incremento di spinta del terrapieno</i>	33
4.6.12	<i>Inerzie strutturali</i>	34
4.6.13	<i>Calcolo delle sollecitazioni in testa pali</i>	34
4.6.14	<i>Riepilogo risultati</i>	34
4.7	<b>SOLLECITAZIONI</b>	39
4.7.1	<i>Muro paraghiaia</i>	39
4.7.2	<i>Muro frontale</i>	40
4.7.3	<i>Plinto di fondazione</i>	42
4.8	<b>PALI DI FONDAZIONE</b>	44
4.9	<b>VERIFICHE DEGLI ELEMENTI STRUTTURALI</b>	46
4.9.1	<i>Paraghiaia</i>	50
4.9.2	<i>Muro frontale</i>	55
4.9.3	<i>Muro andatore</i>	62
4.9.4	<i>Zattera di fondazione</i>	67

## 1 PREMESSA

La presente relazione ha per oggetto il dimensionamento e le verifiche di resistenza secondo il metodo semiprobabilistico agli Stati Limite (S.L.) della spalla A del viadotto ferroviario **VI07**, Viadotto su Torrente Arroscia.

La spalla **A** presenta **due** appoggi fissi dell'impalcato e due multidirezionali.

Le analisi strutturali e le verifiche di sicurezza sono state effettuate secondo il DM 17 gennaio 2018.

### 1.1 Descrizione dell'opera

Il viadotto ferroviario VI07 ha una lunghezza totale di circa 360 m, è costituito da **6** impalcati di luce 60 m. Il viadotto è previsto a doppio binario.

Pile e spalle sono realizzate in c.a. gettato in opera.

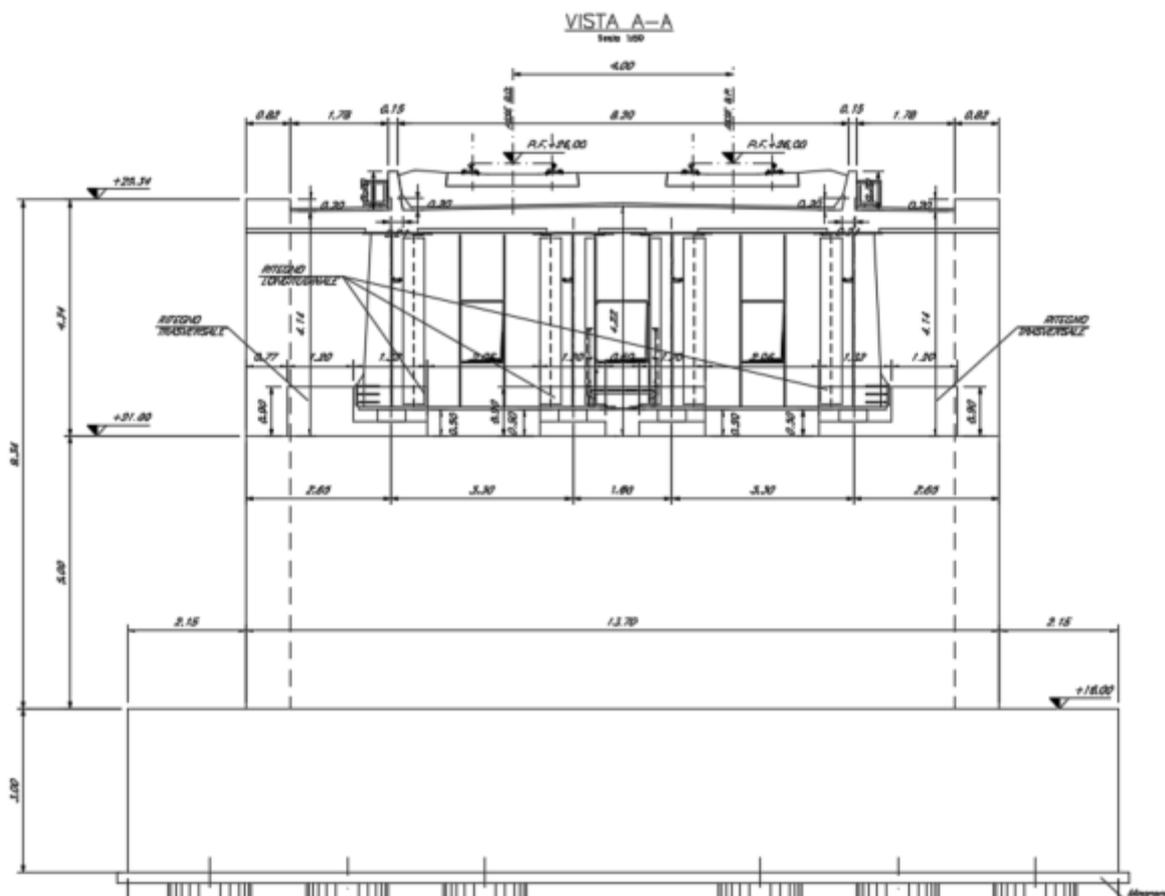
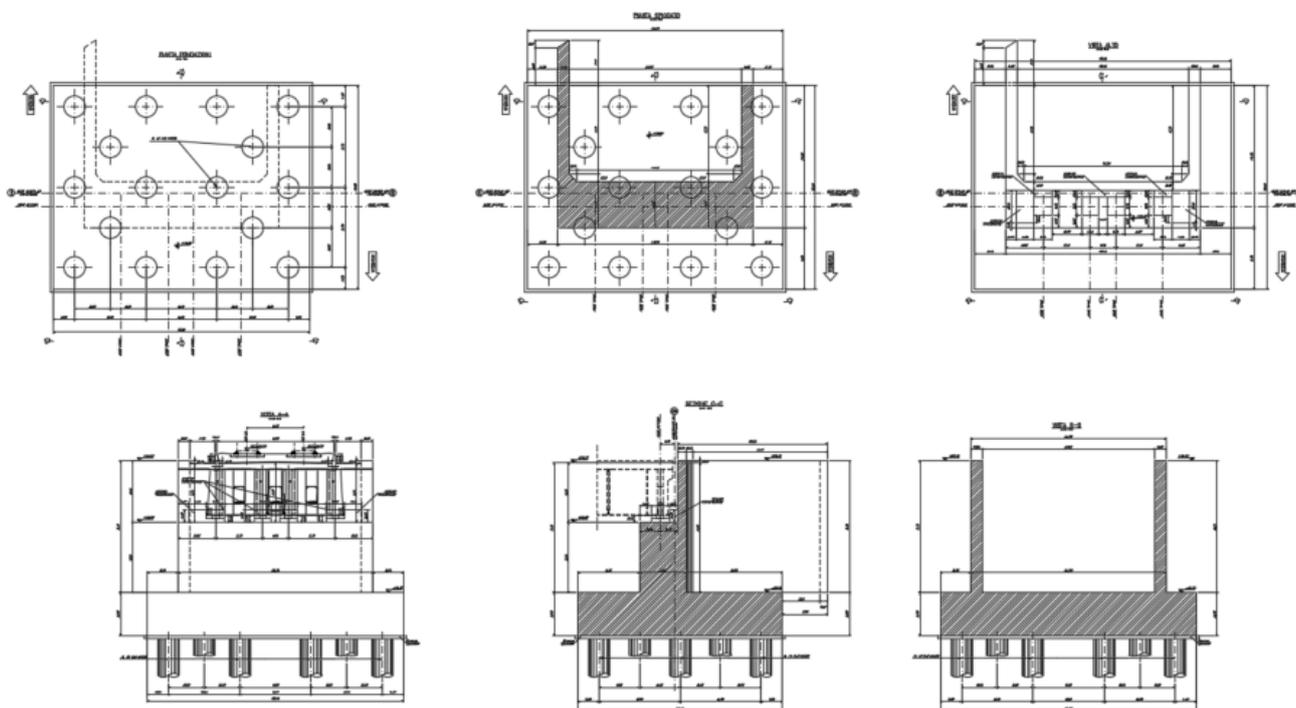


Figura 1 - Sezione trasversale della spalla

### 1.1.1 Aspetti legati alle opere di fondazione

Le fondazioni sono realizzate sia per le pile che per le spalle con plinti su pali di grande diametro.



## 2 RIFERIMENTI NORMATIVI

Le principali Normative nazionali ed internazionali vigenti alla data di redazione del presente documento e prese a riferimento sono le seguenti:

- *Ministero delle Infrastrutture, DM 17 gennaio 2018, Aggiornamento delle «Norme tecniche per le costruzioni».*
- *Ministero delle Infrastrutture e Trasporti, Circolare 21 gennaio 2019, n. 7/C.S.LL.PP., «Istruzioni per l'applicazione delle Nuove norme tecniche per le costruzioni di cui al decreto ministeriale 17 gennaio 2018»*
- *Istruzione RFI DTC SI PS MA IFS 001 - Manuale di Progettazione delle Opere Civili - Parte II - Sezione 2 - Ponti e Strutture*
- *Istruzione RFI DTC SI CS MA IFS 001 - Manuale di Progettazione delle Opere Civili - Parte II - Sezione 3 - Corpo Stradale*
- *Regolamento (UE) N.1299/2014 della Commissione del 18 Novembre 2014 relativo alle specifiche tecniche di interoperabilità per il sottosistema "infrastruttura" del sistema ferroviario dell'Unione europea, modificato dal Regolamento di esecuzione (UE) N° 2019/776 della Commissione del 16 maggio 2019;"*

### 3 MATERIALI

#### 3.1 calcestruzzo

##### Caratteristiche CLS secondo NTC 2018/UNI EN 206/UNI 11104

Elemento		plinti	elevazione pile/spalle	soletta sezioni miste	travi incorporate
Corrosione indotta da					
Carbonatazione	XC	XC2	XC4	XC3	XC3
Cloruri (altre fonti)	XD	-	-	-	-
Cloruri acqua di mare	XS	-	XS1	XS1	XS1
Gelo/disgelo	XF	-	-	-	-
Chimico	XA	-	-	-	-
Condizioni ambientali	-	<b>ordinarie</b>	<b>aggressive</b>	<b>aggressive</b>	<b>aggressive</b>
Classe di resistenza minima	-	C32/40	C32/40	C35/45	C35/45
Contenuto minimo di cemento	kg/mc	300	340	340	340
Rapporto massimo acqua/cemento	-	0.60	0.50	0.50	0.50
Classe di consistenza (Slump)	-	S4	S4	S4	S4
Tipo di cemento	-	CEM III÷V	CEM III÷V	CEM I÷V	CEM I÷V
Diametro massimo dell'inerte	mm	32	25	20	20
<b>Calcolo copriferro secondo NTC 2018</b>					
Copriferro minimo	mm	20	35	35	35
Incremento per tolleranze di posa	mm	10	10	10	10
Incremento per VN=100 anni	mm	0	0	0	0
Decremento per controllo qualità	mm	0	0	0	0
Incremento per $C \leq C_{min}$	mm	0	0	0	0
Copriferro nominale (minimo da NTC)	mm	30	45	45	45
Copriferro nominale (MdP)		40	40+10	35+10	35+10
Copriferro nominale adottato	mm	<b>40</b>	<b>50</b>	<b>45</b>	<b>45</b>

Relazione di calcolo Spalla A

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IV01	00	D 09 CL	VI0704001	A	8 di 69

**Opera Ferroviaria**

**Limiti Tensionali**

Resistenza cilindrica caratteristica (fck)	MPa	25	32	35	35
SLE rara (sc≤0.55*fck)	MPa	13.75	17.60	19.25	19.25
SLE frequente (-)	MPa	-	-	-	-
SLE q.perm. (sc≤0.40*fck)	MPa	10.00	12.80	14.00	14.00

**Limiti Fessurativi**

tipo armatura	poco sensibile	poco sensibile	poco sensibile	poco sensibile
SLE rara gr4	w1=0.2mm	w1=0.2mm	w1=0.2mm	w1=0.2mm
SLE frequente	-	-	-	-
SLE q.perm.	-	-	-	-

**3.2 Acciaio**

Per le travi e tutti gli elementi strutturali in acciaio dell'impalcato si utilizza

Acciaio S355J2

Tab. 4.2.I – Laminati a caldo con profili a sezione aperta piani e lunghi

Norme e qualità degli acciai	Spessore nominale "t" dell'elemento			
	t ≤ 40 mm		40 mm < t ≤ 80 mm	
	f <sub>yk</sub> [N/mm <sup>2</sup> ]	f <sub>tk</sub> [N/mm <sup>2</sup> ]	f <sub>yk</sub> [N/mm <sup>2</sup> ]	f <sub>tk</sub> [N/mm <sup>2</sup> ]
UNI EN 10025-2				
S 235	235	360	215	360
S 275	275	430	255	410
S 355	355	510	335	470
S 450	440	550	420	550

**Figura 1 – valori nominali delle tensioni caratteristiche di snervamento f<sub>yk</sub> e di rottura f<sub>tk</sub>**

Per l'armatura della soletta e degli elementi in calcestruzzo armato si prevede

ACCIAIO PER CALCESTRUZZO ARMATO B450C

f <sub>y nom</sub>	450 N/mm <sup>2</sup>
f <sub>t nom</sub>	540 N/mm <sup>2</sup>

	Raddoppio della linea Genova-Ventimiglia					
	Tratta finale Ligure-Andora					
	VI07_Viadotto su Torrente Arroscia da km 86+575 a km 86+935					
Relazione di calcolo Spalla A	COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
	IV01	00	D 09 CL	VI0704001	A	9 di 69

### 3.3 Verifica S.L.E.

La verifica nei confronti degli Stati limite di esercizio, consiste nel controllare, con riferimento alle sollecitazioni di calcolo corrispondenti alle Combinazioni di Esercizio il tasso di Lavoro nei Materiali e l'ampiezza delle fessure attese, secondo quanto di seguito specificato

#### 3.3.1 Verifiche alle tensioni

La verifica delle tensioni in esercizio consiste nel controllare il rispetto dei limiti tensionali previsti per il calcestruzzo e per l'acciaio per ciascuna delle combinazioni di carico caratteristiche "Rara" e "Quasi Permanente"; i valori tensionali nei materiali sono valutati secondo le note teorie di analisi delle sezioni in c.a. in campo elastico e con calcestruzzo "non reagente a trazione" adottando come limiti di riferimento, trattandosi nel caso in specie di opere Ferroviarie, quelli indicati nel documento "Specifiche per la progettazione e l'esecuzione dei ponti ferroviari e di altre opere minori sotto binario RFI DTC INC PO SP IFS 001 A", ovvero:

##### Strutture in c.a.

##### Tensioni di compressione del calcestruzzo

Devono essere rispettati i seguenti limiti per le tensioni di compressione nel calcestruzzo:

- per combinazione di carico caratteristica (rara):  $0,55 f_{ck}$ ;
- per combinazioni di carico quasi permanente:  $0,40 f_{ck}$ ;
- per spessori minori di 5 cm, le tensioni normali limite di esercizio sono ridotte del 30%.

##### Tensioni di trazione nell'acciaio

Per le armature ordinarie, la massima tensione di trazione sotto la combinazione di carico caratteristica (rara) non deve superare  $0,75 f_{yk}$ .

#### 3.3.2 Verifiche a fessurazione

La verifica di fessurazione consiste nel controllare l'ampiezza dell'apertura delle fessure sotto combinazione di carico frequente e combinazione quasi permanente. Essendo la struttura a contatto col terreno si considerano condizioni ambientali aggressive; le armature di acciaio ordinario sono ritenute poco sensibili [NTC – Tabella 4.1.IV]

In relazione all'aggressività ambientale e alla sensibilità dell'acciaio, l'apertura limite delle fessure è riportato nel prospetto seguente:

 <b>ITALFERR</b> GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	Raddoppio della linea Genova-Ventimiglia Tratta finale Ligure-Andora VI07_Viadotto su Torrente Arroscia da km 86+575 a km 86+935					
	Relazione di calcolo Spalla A	COMMESSA <b>IV01</b>	LOTTO 00	CODIFICA D 09 CL	DOCUMENTO VI0704001	REV. A

**Tabella 1 – Criteri di scelta dello stato limite di fessurazione e Condizioni Ambientali**

Gruppi di esigenza	Condizioni ambientali	Combinazione di azione	Armatura			
			Sensibile		Poco sensibile	
			Stato limite	wd	Stato limite	wd
a	Ordinarie	frequente	ap. fessure	$\leq w_2$	ap. fessure	$\leq w_3$
		quasi permanente	ap. fessure	$\leq w_1$	ap. fessure	$\leq w_2$
b	Aggressive	frequente	ap. fessure	$\leq w_1$	ap. fessure	$\leq w_2$
		quasi permanente	decompressione	-	ap. fessure	$\leq w_1$
c	Molto Aggressive	frequente	formazione fessure	-	ap. fessure	$\leq w_1$
		quasi permanente	decompressione	-	ap. fessure	$\leq w_1$

**Tabella 4.1.III – Descrizione delle condizioni ambientali**

CONDIZIONI AMBIENTALI	CLASSE DI ESPOSIZIONE
Ordinarie	X0, XC1, XC2, XC3, XF1
Aggressive	XC4, XD1, XS1, XA1, XA2, XF2, XF3
Molto aggressive	XD2, XD3, XS2, XS3, XA3, XF4

Risultando:

$$w_1 = 0.2 \text{ mm}$$

$$w_2 = 0.3 \text{ mm}$$

$$w_3 = 0.4 \text{ mm}$$

Data la maggior restrittività, alle prescrizioni normative presenti in NTC si sostituiscono in tal caso quelle fornite dal “Manuale di Progettazione delle Opere Civili” secondo cui la verifica nei confronti dello stato limite di apertura delle fessure va effettuata utilizzando le sollecitazioni derivanti dalla combinazione caratteristica (rara).

Per strutture in condizioni ambientali aggressive o molto aggressive, qual è il caso delle strutture in esame così come identificate nel DM 2018, per tutte le strutture a permanente contatto con il terreno e per le zone non ispezionabili di tutte le strutture, l’apertura convenzionale delle fessure dovrà risultare:

$$- \text{ Combinazione Caratteristica (Rara)} \quad \delta_f \leq w_1 = 0.2 \text{ mm}$$

Riguardo infine il valore di calcolo delle fessure da confrontare con i valori limite fissati dalla norma, si è utilizzata la procedura riportata al C4.1.2.2.4.5 della Circolare n. 7/19.



Raddoppio della linea Genova-Ventimiglia

Tratta finale Ligure-Andora

VI07\_Viadotto su Torrente Arroscia da km 86+575 a km 86+935

Relazione di calcolo Spalla A

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IV01	00	D 09 CL	VI0704001	A	11 di 69

## 4 ANALISI E VERIFICHE SPALLA

### 4.1 Generalità

La spalla presentano una configurazione a paramento di spessore 3,25 m e muri di risvolto per il contenimento del rilevato retrostante di spessore 0,82 m. L'altezza della spalla (escluso paraghiaia) è pari a 5,00 m.

Entrambe le spalle hanno in testa un paraghiaia di spessore 0,6 m ed altezza di circa 4,34 m dalla testa muro frontale.

Le fondazioni sono realizzate su pali di diametro 1,50m collegate in testa da una platea di spessore 3,00 m.

Per le verifiche dei singoli elementi della spalla (pali, platea di fondazione ed elevazioni) è stata effettuata un'analisi dei carichi agenti sul piano appoggi e allo spiccato della fondazione; l'analisi viene riportata nelle pagine seguenti.

### 4.2 Modelli a mensola per la verifica delle spalle

Le sollecitazioni di verifica della spalla sono state determinate a partire dai valori delle risultanti delle azioni trasmesse dagli impalcati alla quota degli apparecchi di appoggio alle quali vanno combinate le azioni determinate dalle spinte del terreno di riempimento e del sovraccarico in condizioni sia statiche che sismiche e le azioni date dalle forze di inerzia e dal peso proprio delle sottostrutture.

Tutti i muri sono considerati sconnessi fra loro per la valutazione delle sollecitazioni alla base e quindi le azioni provenienti dall'impalcato sono applicate solamente al muro frontale. Tale schema pur risultando cautelativo, non fornisce sovrastime eccessive nel calcolo dei quantitativi di armatura previsti.

Il modello della struttura è stato implementato in un foglio di calcolo appositamente realizzato per la valutazione delle azioni agenti sulle singole parti della struttura, quali muro paraghiaia e muro frontale che vengono tutti modellati come delle mensole incastrate alla base.

Per il plinto di fondazione, si è utilizzato un modello tirante-puntone per l'analisi e la verifica dello zoccolo anteriore al muro frontale.

Per quanto riguarda invece le sollecitazioni sui pali di fondazione a partire dalle azioni risultanti nel baricentro del plinto alla quota di intradosso, sono stati calcolati, per ciascuna combinazione di carico, gli sforzi assiali e di taglio in testa ai pali di fondazione utilizzando il classico modello a piastra rigida.

### 4.3 Condizioni elementari e combinazioni di carico

Le verifiche di sicurezza strutturali e geotecniche sono state condotte utilizzando combinazioni di carico definite in ottemperanza alle NTC18. Di seguito sono mostrati i coefficienti parziali di sicurezza utilizzati allo SLU ed i coefficienti di combinazione adoperati per i carichi variabili nella progettazione delle strutture da ponte.

Relazione di calcolo Spalla A

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IV01	00	D 09 CL	VI0704001	A	12 di 69

**2.5.3. COMBINAZIONI DELLE AZIONI**

Ai fini delle verifiche degli stati limite, si definiscono le seguenti combinazioni delle azioni.

– Combinazione fondamentale, generalmente impiegata per gli stati limite ultimi (SLU):

$$\gamma_{G1} \cdot G_1 + \gamma_{G2} \cdot G_2 + \gamma_P \cdot P + \gamma_{Q1} \cdot Q_{k1} + \gamma_{Q2} \cdot \psi_{02} \cdot Q_{k2} + \gamma_{Q3} \cdot \psi_{03} \cdot Q_{k3} + \dots \quad [2.5.1]$$

– Combinazione caratteristica, cosiddetta rara, generalmente impiegata per gli stati limite di esercizio (SLE) irreversibili:

$$G_1 + G_2 + P + Q_{k1} + \psi_{02} \cdot Q_{k2} + \psi_{03} \cdot Q_{k3} + \dots \quad [2.5.2]$$

– Combinazione frequente, generalmente impiegata per gli stati limite di esercizio (SLE) reversibili:

$$G_1 + G_2 + P + \psi_{11} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \psi_{23} \cdot Q_{k3} + \dots \quad [2.5.3]$$

– Combinazione quasi permanente (SLE), generalmente impiegata per gli effetti a lungo termine:

$$G_1 + G_2 + P + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \psi_{23} \cdot Q_{k3} + \dots \quad [2.5.4]$$

– Combinazione sismica, impiegata per gli stati limite ultimi e di esercizio connessi all'azione sismica E:

$$E + G_1 + G_2 + P + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \dots \quad [2.5.5]$$

– Combinazione eccezionale, impiegata per gli stati limite ultimi connessi alle azioni eccezionali A:

$$G_1 + G_2 + P + A_d + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \dots \quad [2.5.6]$$

Gli effetti dell'azione sismica saranno valutati tenendo conto delle masse associate ai seguenti carichi gravitazionali:

$$G_1 + G_2 + \sum_j \psi_{2j} Q_{kj} \quad [2.5.7]$$

Nelle combinazioni si intende che vengano omissi i carichi  $Q_{kj}$  che danno un contributo favorevole ai fini delle verifiche e, se del caso, i carichi  $G_2$ .

Tab. 5.1.V – Coefficienti parziali di sicurezza per le combinazioni di carico agli SLU

		Coefficiente	EQU <sup>(1)</sup>	A1	A2
Azioni permanenti $g_1$ e $g_3$	favorevoli	$\gamma_{G1}$ e $\gamma_{G3}$	0,90	1,00	1,00
	sfavorevoli		1,10	1,35	1,00
Azioni permanenti non strutturali <sup>(2)</sup> $g_2$	favorevoli	$\gamma_{G2}$	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,50	1,50	1,30
Azioni variabili da traffico	favorevoli	$\gamma_Q$	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,35	1,35	1,15
Azioni variabili	favorevoli	$\gamma_{Qi}$	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,50	1,50	1,30
Distorsioni e presollecitazioni di progetto	favorevoli	$\gamma_{\epsilon 1}$	0,90	1,00	1,00
	sfavorevoli		1,00 <sup>(3)</sup>	1,00 <sup>(4)</sup>	1,00
Ritiro e viscosità, Cedimenti vincolari	favorevoli	$\gamma_{\epsilon 2}$ , $\gamma_{\epsilon 3}$ , $\gamma_{\epsilon 4}$	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,20	1,20	1,00

<sup>(1)</sup> Equilibrio che non coinvolga i parametri di deformabilità e resistenza del terreno; altrimenti si applicano i valori della colonna A2.

<sup>(2)</sup> Nel caso in cui l'intensità dei carichi permanenti non strutturali, o di una parte di essi (ad esempio carichi permanenti portati), sia ben definita in fase di progetto, per detti carichi o per la parte di essi nota si potranno adottare gli stessi coefficienti validi per le azioni permanenti.

<sup>(3)</sup> 1,30 per instabilità in strutture con precompressione esterna

<sup>(4)</sup> 1,20 per effetti locali

Tab. 5.1.VI - Coefficienti  $\psi$  per le azioni variabili per ponti stradali e pedonali

Azioni	Gruppo di azioni (Tab. 5.1.IV)	Coefficiente $\psi_0$ di combi- nazione	Coefficiente $\psi_1$ (valori frequen- ti)	Coefficiente $\psi_2$ (valori quasi permanenti)
Azioni da traffico (Tab. 5.1.IV)	Schema 1 (carichi tandem)	0,75	0,75	0,0
	Schemi 1, 5 e 6 (carichi distribuiti)	0,40	0,40	0,0
	Schemi 3 e 4 (carichi concentrati)	0,40	0,40	0,0
	Schema 2	0,0	0,75	0,0
	2	0,0	0,0	0,0
	3	0,0	0,0	0,0
	4 (folla)	--	0,75	0,0
	5	0,0	0,0	0,0
Vento	a ponte scarico SLU e SLE	0,6	0,2	0,0
	in esecuzione	0,8	0,0	0,0
	a ponte carico SLU e SLE	0,6	0,0	0,0
Neve	SLU e SLE	0,0	0,0	0,0
	in esecuzione	0,8	0,6	0,5
Temperatura	SLU e SLE	0,6	0,6	0,5

Azioni	$\psi_0$	$\psi_1$	$\psi_2$	
Azioni singole da traffico	Treno di carico LM 71	0,80 <sup>(3)</sup>	<sup>(1)</sup>	0,0
	Treno di carico SW /0	0,80 <sup>(3)</sup>	0,80	0,0
	Treno di carico SW/2	0,0 <sup>(3)</sup>	0,80	0,0
	Treno scarico	1,00 <sup>(3)</sup>	-	-
	Centrifuga	<sup>(2)</sup> <sup>(3)</sup>	<sup>(2)</sup>	<sup>(2)</sup>
	Azione laterale (serpeggio)	1,00 <sup>(3)</sup>	0,80	0,0

(1) 0,80 se è carico solo un binario, 0,60 se sono carichi due binari e 0,40 se sono carichi tre o più binari.

(2) Si usano gli stessi coefficienti  $\psi$  adottati per i carichi che provocano dette azioni.

(3) Quando come azione di base venga assunta quella del vento, i coefficienti  $\psi_0$  relativi ai gruppi di carico delle azioni da traffico vanno assunti pari a 0,0.

Nel seguito si riportano le azioni considerate ai fini della valutazione delle sollecitazioni agenti sulle sottostrutture e, quindi, alle verifiche strutturali.

Relazione di calcolo Spalla A

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IV01	00	D 09 CL	VI0704001	A	14 di 69

	A2 - SLU - N max gr.1	A2 - SLU - MT max gr.1	A2 - SLU - ML max gr.1	A2 - SLU - N max gr.3	A2 - SLU - MT max gr.3	A2 - SLU - ML max gr.3	A2 - SLU - Vento ponte scarico	A2 - SLU Gmin - N max gr.1	A2 - SLU Gmin - MT max gr.1	A2 - SLU Gmin - ML max gr.1	A2 - SLU Gmin - N max gr.3	A2 - SLU Gmin - MT max gr.3	A2 - SLU Gmin - ML max gr.3	A2 - SLU Gmin - Vento ponte scarico	A1 - SLU - N max gr.1	A1 - SLU - MT max gr.1	A1 - SLU - ML max gr.1	A1 - SLU - N max gr.3	A1 - SLU - MT max gr.3	A1 - SLU - ML max gr.3	A1 - SLU - Vento ponte scarico	A1 - SLU Gmin - N max gr.1	A1 - SLU Gmin - MT max gr.1	A1 - SLU Gmin - ML max gr.1
Peso proprio g1	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35
Permanenti G2	1,30	1,30	1,30	1,30	1,30	1,30	1,30	1,30	1,30	1,30	1,30	1,30	1,30	1,30	1,50	1,50	1,50	1,50	1,50	1,50	1,50	1,50	1,50	1,50
Ballast	1,30	1,30	1,30	1,30	1,30	1,30	1,30	1,30	1,30	1,30	1,30	1,30	1,30	1,30	1,50	1,50	1,50	1,50	1,50	1,50	1,50	1,50	1,50	1,50
Comb. Nmax Qv	1,25	0,00	0,00	1,25	0,00	0,00	0,00	1,25	0,00	0,00	1,25	0,00	0,00	0,00	1,25	0,00	0,00	1,25	0,00	0,00	0,00	1,25	0,00	0,00
Comb. Nmax Q frenatura	0,63	0,00	0,00	1,25	0,00	0,00	0,00	0,63	0,00	0,00	1,25	0,00	0,00	0,00	0,63	0,00	0,00	1,25	0,00	0,00	0,00	0,63	0,00	0,00
Comb. Nmax Q centrifuga	1,25	0,00	0,00	0,63	0,00	0,00	0,00	1,25	0,00	0,00	0,63	0,00	0,00	0,00	1,25	0,00	0,00	0,63	0,00	0,00	0,00	1,25	0,00	0,00
Comb. Nmax Q serpeggio	1,25	0,00	0,00	0,63	0,00	0,00	0,00	1,25	0,00	0,00	0,63	0,00	0,00	0,00	1,25	0,00	0,00	0,63	0,00	0,00	0,00	1,25	0,00	0,00
Comb. Mmax Qv	0,00	1,25	0,00	0,00	1,25	0,00	0,00	0,00	1,25	0,00	0,00	1,25	0,00	0,00	0,00	1,25	0,00	0,00	1,25	0,00	0,00	0,00	1,25	0,00
Comb. Mmax Q frenatura	0,00	0,63	0,00	0,00	1,25	0,00	0,00	0,00	0,63	0,00	0,00	1,25	0,00	0,00	0,00	0,63	0,00	0,00	1,25	0,00	0,00	0,00	0,63	0,00
Comb. Mmax Q centrifuga	0,00	1,25	0,00	0,00	0,63	0,00	0,00	0,00	1,25	0,00	0,00	0,63	0,00	0,00	0,00	1,25	0,00	0,00	0,63	0,00	0,00	0,00	1,25	0,00
Comb. Mmax Q serpeggio	0,00	1,25	0,00	0,00	0,63	0,00	0,00	0,00	1,25	0,00	0,00	0,63	0,00	0,00	0,00	1,25	0,00	0,00	0,63	0,00	0,00	0,00	1,25	0,00
Comb. MLmax Qv	0,00	0,00	1,25	0,00	0,00	1,25	0,00	0,00	0,00	1,25	0,00	0,00	1,25	0,00	0,00	0,00	1,25	0,00	0,00	1,25	0,00	0,00	0,00	1,25
Comb. MLmax Q frenatura	0,00	0,00	0,63	0,00	0,00	1,25	0,00	0,00	0,00	0,63	0,00	0,00	1,25	0,00	0,00	0,63	0,00	0,00	1,25	0,00	0,00	0,00	0,63	0,00
Comb. MLmax Q centrifuga	0,00	0,00	1,25	0,00	0,00	0,63	0,00	0,00	0,00	1,25	0,00	0,00	0,63	0,00	0,00	1,25	0,00	0,00	0,63	0,00	0,00	0,00	1,25	0,00
Comb. MLmax Q serpeggio	0,00	0,00	1,25	0,00	0,00	0,63	0,00	0,00	0,00	1,25	0,00	0,00	0,63	0,00	0,00	1,25	0,00	0,00	0,63	0,00	0,00	0,00	1,25	0,00
Vento Ponte Scarico	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	1,30	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	1,30	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	1,30	0,00	0,00	0,00	
Vento Ponte Carico	0,78	0,78	0,78	0,78	0,78	0,78	0,00	0,78	0,78	0,78	0,78	0,78	0,78	0,78	0,78	0,78	0,78	0,78	0,78	0,78	0,78	0,78	0,78	0,78
Attrito permanente	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
Attrito carichi mobili	1,25	1,25	1,25	1,25	1,25	1,25	0,00	1,25	1,25	1,25	1,25	1,25	1,25	1,25	1,25	1,25	1,25	1,25	1,25	1,25	1,25	1,25	1,25	1,25
Sisma longitudinale	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	
Sisma trasversale	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	
Sisma verticale	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	

SLE rara - N max gr.1	SLE rara - MT max gr.1	SLE rara - ML max gr.1	SLE rara - N max gr.3	SLE rara - MT max gr.3	SLE rara - ML max gr.3	SLE rara - Vento ponte scarico	SLE freq. - N max gr.1	SLE freq. - MT max gr.1	SLE freq. - ML max gr.1	SLE freq. - N max gr.3	SLE freq. - MT max gr.3	SLE freq. - ML max gr.3	SLE freq. - Vento ponte scarico	SLE quasi permanente	SLV - N max	SLV - MT max	SLV - ML max	SLV - MT max	SLV - ML max	SLV - N min	
1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	0,80	0,80	0,80	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	Peso proprio g1
1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	0,80	0,80	0,80	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	Permanenti G2
1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	0,80	0,80	0,80	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	Ballast
1,00	0,00	0,00	1,00	0,00	0,00	0,00	0,80	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,20	0,00	0,00	0,00	0,00	0,20	Comb. Nmax Qv
0,50	0,00	0,00	1,00	0,00	0,00	0,00	0,80	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,20	0,00	0,00	0,00	0,00	0,20	Comb. Nmax Q frenatura
1,00	0,00	0,00	0,50	0,00	0,00	0,00	0,80	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,20	0,00	0,00	0,00	0,00	0,20	Comb. Nmax Q centrifuga
1,00	0,00	0,00	0,50	0,00	0,00	0,00	0,80	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,20	0,00	0,00	0,00	0,00	0,20	Comb. Nmax Q serpeggio
0,00	1,00	0,00	0,00	1,00	0,00	0,00	0,00	0,80	0,00	0,00	0,80	0,00	0,00	0,00	0,00	0,20	0,00	0,20	0,00	0,00	Comb. Mmax Qv
0,00	0,50	0,00	0,00	1,00	0,00	0,00	0,00	0,80	0,00	0,00	0,80	0,00	0,00	0,00	0,00	0,20	0,00	0,20	0,00	0,00	Comb. Mmax Q frenatura
0,00	1,00	0,00	0,00	0,50	0,00	0,00	0,00	0,80	0,00	0,00	0,80	0,00	0,00	0,00	0,00	0,20	0,00	0,20	0,00	0,00	Comb. Mmax Q centrifuga
0,00	1,00	0,00	0,00	0,50	0,00	0,00	0,00	0,80	0,00	0,00	0,80	0,00	0,00	0,00	0,00	0,20	0,00	0,20	0,00	0,00	Comb. Mmax Q serpeggio
0,00	0,00	1,00	0,00	0,00	1,00	0,00	0,00	0,00	0,80	0,00	0,00	0,80	0,00	0,00	0,00	0,00	0,20	0,00	0,20	0,00	Comb. MLmax Qv
0,00	0,00	0,50	0,00	0,00	1,00	0,00	0,00	0,00	0,80	0,00	0,00	0,80	0,00	0,00	0,00	0,00	0,20	0,00	0,20	0,00	Comb. MLmax Q frenatura
0,00	0,00	1,00	0,00	0,00	0,50	0,00	0,00	0,00	0,80	0,00	0,00	0,80	0,00	0,00	0,00	0,00	0,20	0,00	0,20	0,00	Comb. MLmax Q centrifuga
0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,60	0,00	0,00	0,80	0,00	0,00	0,80	0,00	0,00	0,00	0,00	0,20	0,00	0,20	0,00	Comb. MLmax Q serpeggio
0,60	0,60	0,60	0,60	0,60	0,60	0,00	0,60	0,60	0,60	0,60	0,60	0,60	0,60	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	Vento Ponte Scarico
1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	0,60	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	0,60	1,00	0,50	0,50	0,50	0,50	0,50	0,50	Attrito permanente
1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	0,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	0,00	1,00	0,20	0,20	0,20	0,20	0,20	0,20	Attrito carichi mobili
0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,30	0,30	1,00	0,30	1,00	0,30	Sisma longitudinale
0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,30	1,00	0,30	1,00	0,30	0,30	Sisma trasversale
0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	1,00	0,30	0,30	-0,30	-0,30	-1,00	Sisma verticale

Gli scarichi agli appoggi, riportati nei paragrafi seguenti, fanno riferimento alla seguente terna di assi:

- asse X coincidente con l'asse longitudinale del ponte;
- asse Y coincidente con l'asse trasversale del ponte;
- asse Z coincidente con l'asse verticale del ponte;

Per quanto riguarda la risposta alle diverse componenti dell'azione sismica, poiché si è adottata un'analisi in campo lineare, essa può essere calcolata separatamente per ciascuna delle componenti. Gli effetti sulla struttura (sollecitazioni, deformazioni, spostamenti, ecc) sono combinate successivamente applicando l'espressione

$$1.00 \cdot E_x + 0.30 \cdot E_y + 0.30 \cdot E_z$$

con rotazione dei coefficienti moltiplicativi e conseguente individuazione degli effetti più gravosi.

Occorre precisare che con il segno negativo verranno indicate le azioni aventi direzione positiva delle Z (ovvero dirette verso l'alto).

#### 4.4 Sistemi di riferimento ed unità di misura

- Asse X parallelo all'asse longitudinale dell'impalcato
- Asse Y ortogonale all'asse longitudinale dell'impalcato
- Asse Z verticale
  
- Lunghezze = m
- Forze = kN

#### 4.5 Geometria della spalla

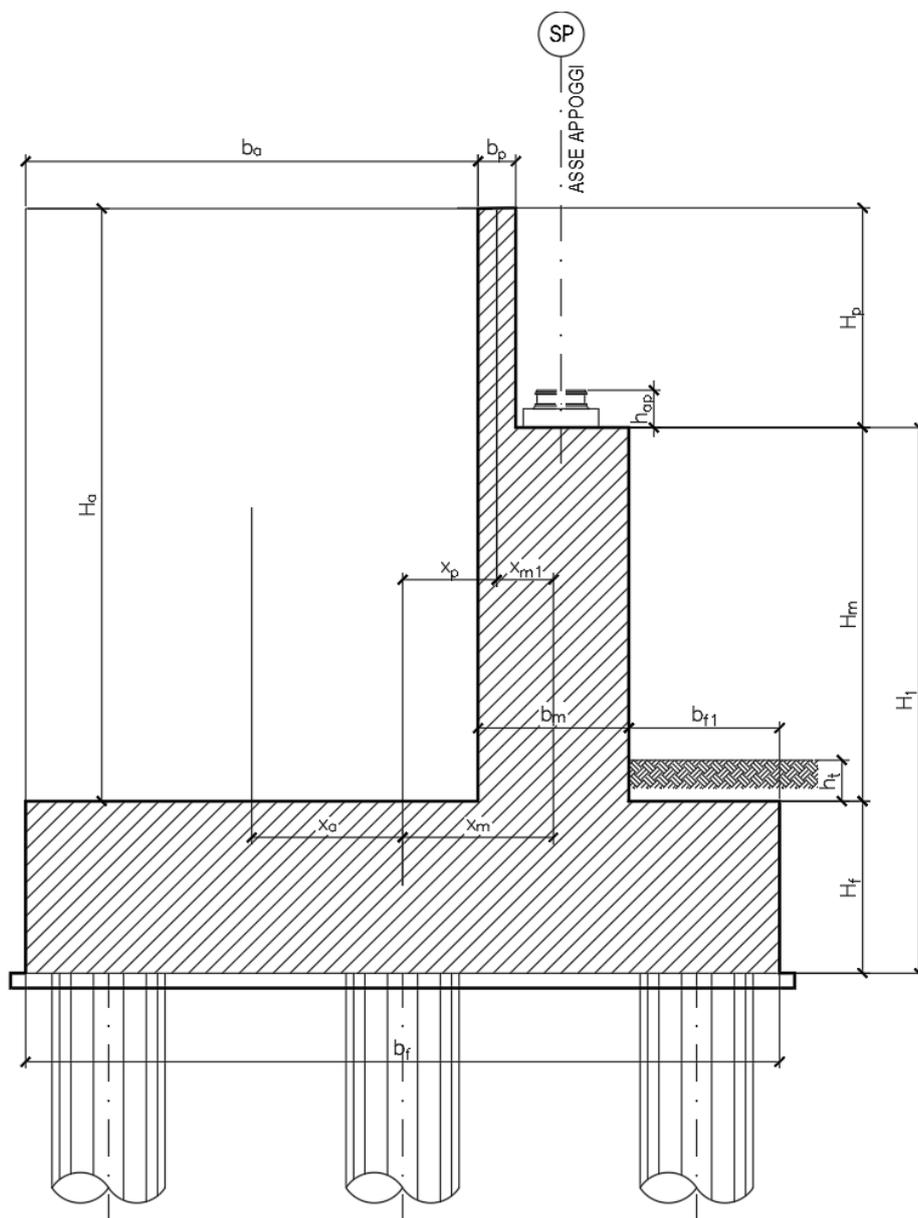
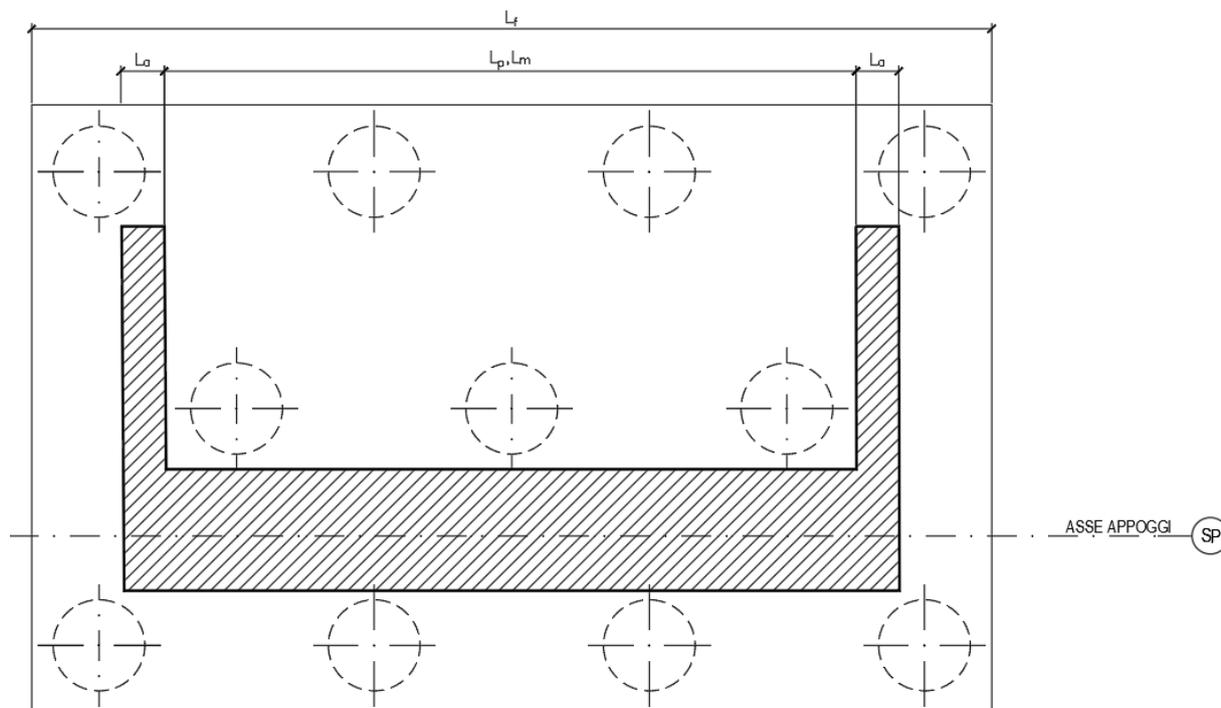


Figura 2 – Significato dei simboli: sezione tipologica



**Figura 3 – Significato dei simboli: pianta tipologica**

Generali			
Peso cls	$\gamma_{cls}$	25	kN/m <sup>3</sup>
Peso terreno	$\gamma_t$	20	kN/m <sup>3</sup>
Sovraccarico accidentale sul rilevato	$q_{acc}$	58,0	kN/m <sup>2</sup>
Altezza appoggio + baggiolo	$h_{an}$	0,50	m
Distanza piano appoggi-intradosso plinto	$H_1$	8,50	m
Paraghiaia			
Altezza	$H_n$	4,34	m
Lunghezza lungo asse X	$b_n$	0,6	m
Lunghezza lungo asse Y	$L_n$	12,06	m
Distanza tra i muri andatori dir. Y		12,06	m
Coordinata X del baricentro rispetto fondazione	$x_n$	-0,10	m
Muro frontale			
Altezza	$H_m$	5,00	m
Lunghezza lungo asse X	$b_m$	3,25	m
Lunghezza lungo asse Y	$L_m$	13,70	m
Coordinata X del baricentro rispetto fondazione	$x_m$	1,22	m
Coordinata X del baricentro rispetto paraghiaia	$x_{m1}$	-1,33	m
Distanza asse baggioli- asse muro frontale		0,17	m
Plinto			
Altezza	$H_f$	3,00	m
Lunghezza lungo asse X	$b_f$	14,40	m
Lunghezza lungo asse Y	$L_f$	18,00	m
Mensola anteriore plinto	$b_{f1}$	4,35	m
Spessore ricoprimento medio	$h_t$	1,00	m
Distanza asse baggioli - baricentro plinto		1,40	m
Muro andatore			
Altezza	$H_a$	9,34	m
Lunghezza di un singolo muro lungo asse Y	$L_a$	0,82	m
Lunghezza di un singolo muro lungo asse X	$b_a$	6,30	m
Coordinata X del baricentro rispetto fondazione	$x_a$	-3,80	m
Terreno			
Angolo d'attrito interno ( $\varphi$ )		35	°
Coefficiente per il calcolo della spinta a riposo		Ko= 0.426	
Sisma			
$S_e$		1,200	
$a_e$		0,179	
Coefficiente riduttivo		1,00	
Coefficiente sismico orizzontale	$k_h$	0,215	
Mononobe e Okabe	$K_{AF}$	0,427	
% carico accidentale su rilevato in fase sismica		100%	
Coefficiente per sisma verticale	$k_v$	0,107	

Tabella 2 – Dati di input

## 4.6 Analisi dei carichi

### 4.6.1 Peso proprio elementi strutturali

#### ➤ Peso proprio strutture

#### Impalcato

- G<sub>1</sub>: peso strutturale portante, dato dalla somma dei seguenti contributi:
  - Peso proprio travi in acciaio;
  - Peso proprio soletta in c.a. e parballast;
- G<sub>2</sub>: peso strutturale portato, dato dalla somma dei seguenti contributi:
  - Peso proprio della barriera antirumore, assunto pari a 15 kN/m;
  - Peso proprio della barriera pedonale, assunto pari a 1 kN/m;
  - Peso del ballast, assunto pari a
 
$$L_{vasca}[4,06m] * h_{vasca}[0,8m] * \gamma_{ballast} [18 \text{ kN}/m^3] * 2 = 117 \text{ kN}/m$$
  - Peso del marciapiedi, assunto pari a 1,5 kN/m per ogni marciapiedi;
  - Peso della canaletta, assunto pari a 2,1 kN/m, per ogni canaletta;
  - Peso della veletta, assunto pari a 2,5 kN/m, per ogni veletta.

Peso della veletta, assunto pari I pesi degli elementi strutturali sono calcolati utilizzando un peso di volume del calcestruzzo pari a 25 kN/m<sup>3</sup>.

Impalcato			
N° Binari		<b>2</b>	
Lunghezza	L	<b>60</b>	m
Peso Proprio	G1	<b>331</b>	kN/m
Permanententi portati	G2	<b>145</b>	kN/m
Ballast	G2	<b>0</b>	kN/m
n° totale appoggi sulla spalla	n	<b>4</b>	
Reazione appoggio i = (G1*L/2)/n	Ri	<b>2482,5</b>	kN
Reazione appoggio i = (G2*L/2)/n	Ri	<b>1087,5</b>	kN
Reazione appoggio i = (G2*L/2)/n (ballast)	Ri	<b>0</b>	kN

#### 4.6.2 Carichi trasmessi dall'impalcato

Si riportano di seguito gli scarichi agli appoggi dedotti dall'analisi dell'impalcato che ripartiti con il metodo Courbon sul singolo appoggio forniscono i risultati in tabella seguente.

BINARIO 1	APPOGGIO	REAZIONE	Y	REAZ LM71	REAZ SW2	$\alpha$ (LM71)	$\alpha$ (SW2)	$\phi_3$	REAZ LM71	REAZ SW2
	1	0,022	-4,2	0	3947	1,1	1	1,02	0	4026
	2	0,201	-0,9	0	3947	1,1	1	1,02	0	4026
	3	0,299	0,9	0	3947	1,1	1	1,02	0	4026
	4	0,478	4,2	0	3947	1,1	1	1,02	0	4026

BINARIO 2	APPOGGIO	REAZIONE	Y	REAZ LM71	REAZ SW2	$\alpha$ (LM71)	$\alpha$ (SW2)	$\phi_3$	REAZ LM71	REAZ SW2
	1	0,022	-4,2	2946	0	1,1	1	1,02	3305	0
	2	0,201	-0,9	2946	0	1,1	1	1,02	3305	0
	3	0,299	0,9	2946	0	1,1	1	1,02	3305	0
	4	0,478	4,2	2946	0	1,1	1	1,02	3305	0

#### 4.6.3 Azione del Vento

##### Azione del Vento - generale - NTC e EC 1-1-4:2005

Condizione (ponte carico o scarico)		scarico	carico	
Altitudine sul livello del mare	as	10	10	m
Zona	Z	7	7	
Parametri	Vb,0	28	28	m/s
Parametri	a0	1000	1000	m
Parametri	ks	0,54	0,54	1/s
Velocità di riferimento (Tr=50anni)	$v_b = v_{b0} * (1 + k_s(a_s/a_0 - 1))$	28	28	m/s
Periodo di ritorno considerato	TR	112,5	112,5	anni
	$\alpha_R$	1,05	1,05	
Velocità di riferimento	Vb(TR)	29,28	29,28	m/s
Densità dell'aria	$\rho$	1,25	1,25	kg/mc
Pressione cinetica di riferimento	$q_b = 0,5 * \rho * v_b^2$	0,54	0,54	kN/mq
Classe di rugosità del terreno		D	D	
Distanza dalla costa		1,5	1,5	km
Altitudine sul livello del mare		<750	<750	m
Categoria di esposizione del sito	Cat	III	III	

##### Vento su impalcato

Parametri	kr	0,2	0,2	
Parametri	z0	0,1	0,1	m
Parametri	zmin	4	4	m
Altezza di riferimento per l'impalcato (EC punto 8.3.1(6))	z	15	15	m
Coefficiente di topografia	ct	1	1	
Coefficiente di esposizione (z)	ce(z)	2,41	2,41	
Larghezza impalcato	b	11,4	11,4	m
Altezza impalcato	h1	3,9	3,9	m
Altezza treno o parapetto	h2	4	4	m
Altezza totale impalcato (comprese le barriere o treno)	dtot	7,9	7,9	m
Rapporto di forma	b/dtot	1,44	1,44	
Coefficiente di forza (figura 8.3 EC)	cfx	2,07	2,07	

##### Riepilogo

Pressione cinetica di riferimento	qb	0,54	0,54	kN/mq
Coefficiente di esposizione	ce	2,41	2,41	
Coefficiente di forza	cfx	2,07	2,07	
Altezza di riferimento (EC punto 8.3.1 (4) e (5))	d	7,9	7,9	m
Forza statica equivalente a m/l	f=prodotto	21,1	21,1	kN/m
Pressione statica equivalente	p=f/d	2,67	2,67	kN/mq
Pressione statica equivalente (minima considerata)	pmin	1,5	1,5	kN/mq
Forza statica equivalente a m/l considerata	f	21,1	21,1	kN/m

##### Vento impalcato a ponte scarico

Forza statica equivalente	f	21,1	kN/m
Luce impalcato	L	60	m
Forza trasversale al piano appoggi	FT=f*L/2	632	kN/m

##### Vento impalcato a ponte carico

Forza statica equivalente	f	21,1	kN/m
Luce impalcato	L	60	m
Forza trasversale al piano appoggi	FT=f*L/2	632	kN/m

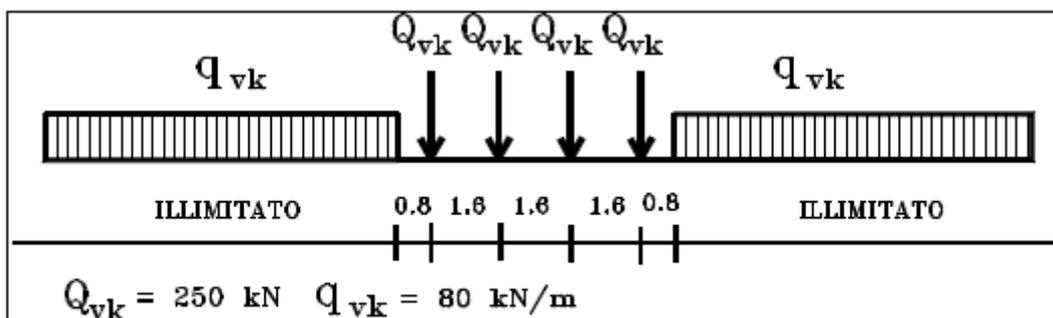
#### 4.6.4 Carichi da traffico verticali

L'opera è stata progettata considerando le sollecitazioni dovute al carico da traffico ferroviario, considerando i modelli LM71 e/o SW/2.

Si riportano di seguito le caratteristiche dei modelli di traffico presi in esame.

➤ *Modello di carico LM71*

Sia le istruzioni RFI che le NTC 2018, definiscono questo modello di carico tramite carichi concentrati e carichi distribuiti, riferiti all'asse dei binari.



*Treno di carico LM 71*

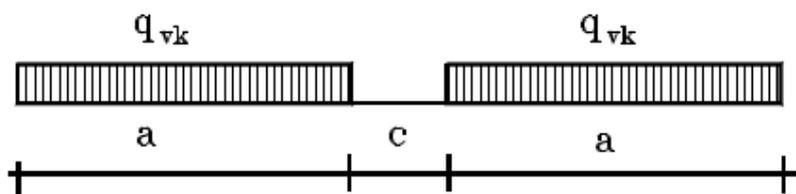
Carichi concentrati: quattro assi da 250 kN disposti ad interasse di 1,60 m;

Carico distribuito: 80 kN/m in entrambe le direzioni, a partire da 0,8 m dagli assi d'estremità e per una lunghezza illimitata

Per questo modello di carico è prevista un'eccentricità del carico rispetto all'asse del binario.

➤ *Modello di carico SW/2*

Sia le istruzioni RFI che le NTC 2018, definiscono questo modello di carico tramite solo carichi distribuiti.



*Treno di carico SW*

Tipo di Carico	$q_{vk}$ [kN/m]	a [m]	c [m]
SW/0	133	15,0	5,3
SW/2	150	25,0	7,0

In questo modello di carico non è prevista alcuna eccentricità del carico ferroviario.

Le azioni di entrambi i modelli dovranno essere moltiplicate per un coefficiente di adattamento definito dalla seguente tabella (tab. 2.5.1.4.1.1 - RFI DTC SI PS MA IFS 001 A).

MODELLO DI CARICO	COEFFICIENTE "α"
LM71	1,10
SW/0	1,10
SW/2	1,00

#### 4.6.5 Effetti dinamici

Per la definizione del coefficiente dinamico si segue quanto contenuto del DM 17.1.2018 che per l'opera in esame riporta:

[...] Pile con snellezza  $\lambda \leq 30$ , spalle, fondazioni, muri di sostegno e spinte del terreno possono essere calcolate assumendo coefficienti dinamici unitari.

#### 4.6.6 Carichi da traffico orizzontali

Frenatura		
L	60	m
L <sub>calc</sub>	60	per Treno LM 71
	60	per Treno SW/0
	60	per SW/2
Q <sub>lb,k</sub>	1320	per Treno LM 71
Q <sub>lb,k</sub>	1320	per Treno SW/0
Q <sub>lb,k</sub>	2100	per SW/2
Q <sub>lb,k</sub> (filtrata)	<b>1320</b>	kN
Q <sub>lb,k</sub> (filtrata)	<b>1320</b>	kN
Q <sub>lb,k</sub> (filtrata)	<b>2100</b>	kN

Avviamento		
L	60	m
L <sub>calc</sub>	60	per Treno LM 71
	60	per Treno SW/0
	60	per SW/2
Q <sub>la,k</sub>	2178	per Treno LM 71
Q <sub>la,k</sub>	2178	per Treno SW/0
Q <sub>la,k</sub>	1980	per SW/2
Q <sub>la,k</sub> (filtrata)	<b>1000</b>	kN
Q <sub>la,k</sub> (filtrata)	<b>1000</b>	kN
Q <sub>la,k</sub> (filtrata)	<b>1000</b>	kN

Serpeggio		
FT=100kN /2	50	kN*m
<u>Treno LM 71</u>		
$\alpha$	1,1	
FT* $\alpha$	55	kN
<u>Treno SW/0</u>		
$\alpha$	1,1	
FT* $\alpha$	55	kN
<u>Treno SW/2</u>		
$\alpha$	1	
FT* $\alpha$	50	kN

#### 4.6.7 Spinta statica del terrapieno

A tergo della spalla, applicato sulla zattera posteriore, viene considerato un carico pari al peso del rinterro calcolato con un peso di volume pari a  $\gamma = 20 \text{ kN/m}^3$

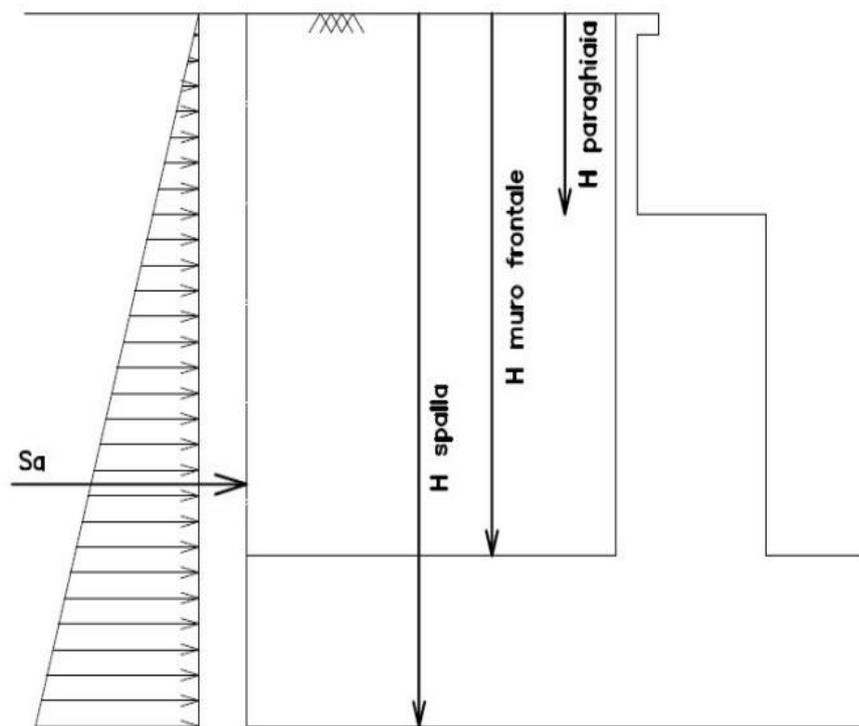
L'espressione della spinta esercitata da un terrapieno di peso specifico  $\gamma$ , su una parete di altezza H, risulta:

$$S_o = 1/2 * \gamma * H^2 * K_o \quad (\text{spinta per metro lineare di spalla})$$

l'utilizzo di  $K_o$  è determinato dall'impossibilità, da parte della spalla, di subire spostamenti;

si assume  $K_o = 1 - \text{sen } \phi$ .

Il punto di applicazione della spinta si trova in corrispondenza del baricentro del diagramma delle pressioni (1/3 H rispetto alla base della parete).



**Fig. 1 Spinta statica terreno di rinterro**

Per il terreno di riempimento si considera lo standard per rilevati ferroviari e si assegnano le seguenti caratteristiche meccaniche:

$$\gamma = 20 \text{ kN/m}^3$$

$$\varphi' = 35^\circ$$

$$c' = 0$$

 <b>ITALFERR</b> GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	Raddoppio della linea Genova-Ventimiglia					
	Tratta finale Ligure-Andora					
VI07_Viadotto su Torrente Arroscia da km 86+575 a km 86+935						
Relazione di calcolo Spalla A	COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
	IV01	00	D 09 CL	VI0704001	A	26 di 69

#### 4.6.8 Sovraccarico sul terrapieno

Nell'analisi delle azioni è stato inoltre considerato il contributo, in termini di sovraccarico verticale in fondazione e di spinta, del sovraccarico accidentale eventualmente presente a tergo spalla.

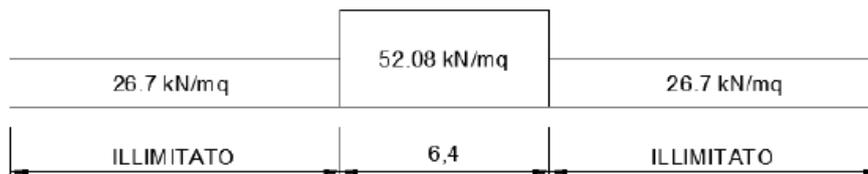
$$q = 58 \text{ kN/ m}^2$$

$$S_q = q * K_0 = 58 * 0.426 = 24.7 \text{ kN/m}^2$$

Dove  $K_0 = 1 - \sin 35^\circ$

Il valore del sovraccarico è determinate come di seguito descritto:

Considerando la distribuzione trasversale dei carichi su una larghezza di 3.0 m secondo quanto previsto da EN 1991 – 2:2003/AC:2010, si ricava il carico equivalente unitario agente alla quota della piattaforma ferroviaria:



A tali carichi si deve applicare il coefficiente  $\alpha=1.1$  relativo al treno LM71, per cui:

$$q=52.08*1.1= 58 \text{ kN/ m}^2.$$

In favore di sicurezza, tale carico, viene esteso su tutta l'impronta del rilevato della spalla con il suo valore massimo, pari a 58 kN/m<sup>2</sup>.

#### 4.6.9 Spinta del sovraccarico accidentale condizioni statiche

In aggiunta, in condizioni statiche, si considera un sovraccarico accidentale pari a  $Q = 58 \text{ kN/m}^2$  gravante sulla spalla e sul cuneo di spinta a tergo di essa

La presenza del sovraccarico  $Q$  genera una spinta pari a:

$$S_q = Q \cdot H \cdot K_o$$

Tale spinta è applicata ad una altezza pari a  $H/2$ .

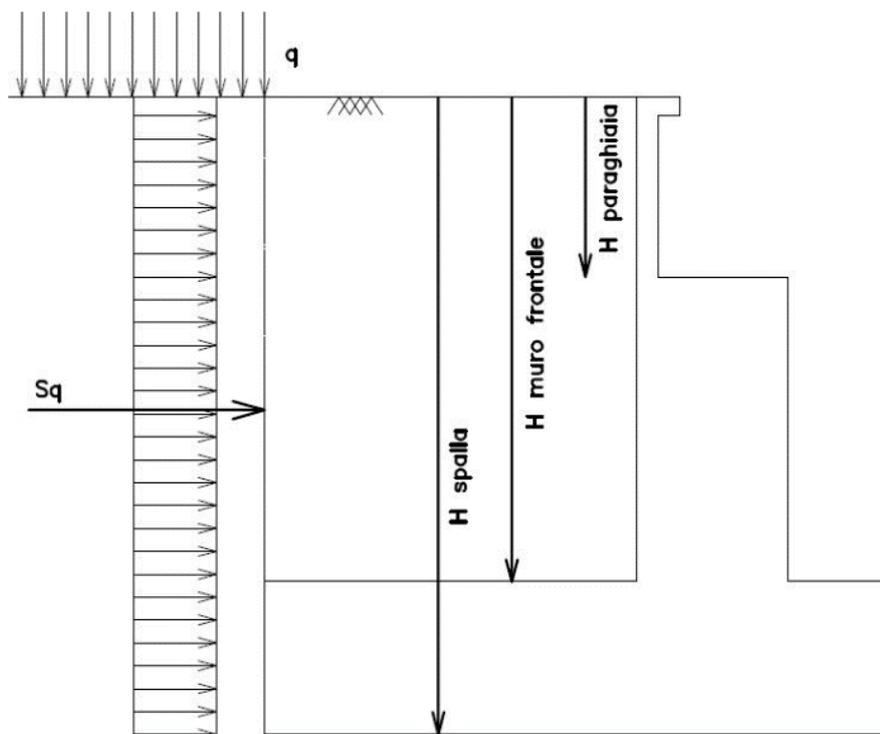


Fig. 2 : Spinta statica sovraccarico accidentale

#### 4.6.10 Azione sismica

Nel seguente paragrafo è riportata la valutazione dei parametri di pericolosità sismica utili alla determinazione delle azioni sismiche di progetto dell'opera cui si riferisce il presente documento, in accordo a quanto specificato a riguardo dal D.M. 2018 e relativa circolare applicativa.

##### ➤ Azioni sismiche sulla Spalla

Per la valutazione dell'azione sismica associata ai carichi fissi propri e permanenti /accidentali agenti sulle spalle si utilizza il metodo dell'analisi pseudo-statica in cui il sisma è rappresentato da una forza statica equivalente pari al prodotto delle forze di gravità per un opportuno coefficiente sismico  $k_h$  (coefficiente sismico orizzontale) o  $k_v$  (coefficiente sismico verticale) secondo quanto di seguito indicato:

Forza sismica orizzontale  $F_h = k_h W$

Forza sismica verticale  $F_v = k_v W$

Nelle verifiche allo stato limite ultimo, i valori dei coefficienti sismici orizzontale  $k_h$  e verticale  $k_v$  possono essere valutati mediante le espressioni

$$k_h = \beta_m \cdot \frac{a_{max}}{g} \quad (7.11.6)$$

$$k_v = \pm 0,5 \cdot k_h \quad (7.11.7)$$

dove

$a_{max}$  = accelerazione orizzontale massima attesa al sito;

$g$  = accelerazione di gravità.

In assenza di analisi specifiche della risposta sismica locale, l'accelerazione massima può essere valutata con la relazione

$$a_{max} = S \cdot a_g = S_S \cdot S_T \cdot a_g \quad (7.11.8)$$

dove

$S$  = coefficiente che comprende l'effetto dell'amplificazione stratigrafica ( $S_S$ ) e dell'amplificazione topografica ( $S_T$ ), di cui al § 3.2.3.2;

$a_g$  = accelerazione orizzontale massima attesa su sito di riferimento rigido.

Nella precedente espressione, il coefficiente  $\beta_m$  assume i valori riportati nella Tab. 7.11-II.

Per muri che non siano in grado di subire spostamenti relativi rispetto al terreno, il coefficiente  $\beta_m$  assume valore unitario.

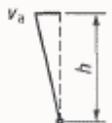
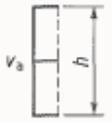
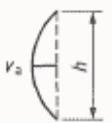
Con riferimento al valore da assegnare al coefficiente  $\beta_m$ , si è fatto riferimento alle indicazioni di cui alla Tabella 7.1.II riportata nella stessa sezione della norma, tenendo tuttavia conto della specifica che prescrive, nel caso di muri che non siano in grado di subire spostamenti (quale è il caso delle spalle del viadotto in questione che in virtù della elevata rigidità sia del sistema di fondazione che della parte in elevazione, è interessata da spostamenti trascurabili durante l'evento sismico) un valore del coefficiente  $\beta_m$  pari ad 1.0.

Assumendo tale valore si considera che, cautelativamente, il terreno di riempimento è rigidamente connesso alla spalla e non subisce deformazioni o movimenti relativi rispetto ad essa.

➤ Sovraspinta sismica del terreno

Per il calcolo della spinta del terreno sulle opere di sostegno, occorre tenere presente che la mobilitazione della spinta attiva avviene per spostamenti di entità contenuta, come si evince dalla seguente tabella desunta dall'EC7 - Parte 1 - Annesso C (C.3 "Movements to mobilise limit earth pressures"):

Table C.1 — Ratios  $v_a/h$

Kind of wall movement	$v_a/h$ loose soil %	$v_a/h$ dense soil %
a) 	0,4 to 0,5	0,1 to 0,2
b) 	0,2	0,05 to 0,1
c) 	0,8 to 1,0	0,2 to 0,5
d) 	0,4 to 0,5	0,1 to 0,2
where: $v_a$ is the wall motion to mobilise active earth pressure $h$ is the height of the wall		

In condizioni sismiche, l'entità degli spostamenti dipende principalmente dall'intensità dell'azione sismica e dalla rigidità del sistema pali-terreno; pertanto, la possibilità di ammettere la mobilitazione della spinta attiva è subordinata alla valutazione degli spostamenti dell'opera e potrà essere valutata caso per caso. Cautelativamente, la valutazione degli spostamenti, da effettuarsi calcolando le spinte come somma della spinta attiva in condizioni

statiche e dell'incremento di spinta attiva in condizioni sismiche, sarà riferita alla base dell'opera (i.e. alla sommità della palificata) e il confronto con i valori di riferimento per la mobilitazione della spinta attiva sarà effettuato in accordo con lo schema b) della tabella estratta dall'EC7 per terreni addensati (rilevati stradali e ferroviari). L'altezza  $h$  rispetto alla quale effettuare la verifica corrisponde all'altezza totale dell'opera su cui agisce la spinta del terreno, comprensiva dello spessore della fondazione.

Qualora, a seguito della verifica dell'entità degli spostamenti, non ricorressero le condizioni di spinta attiva, si procederà al calcolo delle spinte considerando la somma della spinta statica a riposo e dell'incremento di spinta sismica valutata con la teoria di Wood, secondo le indicazioni contenute nell'EC8 – Parte 5 – Annesso E (E.9 “Force due to earth pressure for rigid structures”):

$$\Delta S_s = (a_{\max}/g) \cdot \gamma \cdot H^2$$

Tale risultante è applicata ad un'altezza pari ad  $H/2$ .

Qualora, a seguito della verifica dell'entità degli spostamenti, ricorressero le condizioni di spinta attiva, si confermerà la correttezza dell'ipotesi di calcolo delle spinte come somma della spinta attiva in condizioni statiche e dell'incremento di spinta attiva in condizioni sismiche.

Per la valutazione del coefficiente di spinta attiva in condizioni statiche si farà in generale riferimento alla formulazione di Muller – Breslau:

$$k_a = \frac{\cos^2(\alpha + \phi)}{\cos^2 \alpha \cdot \cos(\alpha - \delta) \left[ 1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi + \delta) \cdot \sin(\phi - \beta)}{\cos(\alpha - \delta) \cdot \cos(\alpha + \beta)}} \right]^2}$$

$\phi$  = angolo di attrito interno del terreno

$\alpha$  = inclinazione del paramento di monte rispetto alla verticale

$\beta$  = inclinazione del pendio di monte rispetto al piano orizzontale

$\delta$  = angolo di attrito terra-muro

Per la valutazione del coefficiente di spinta attiva in condizioni sismiche si farà riferimento alla formulazione di Mononobe-Okabe:

$$k_a = \frac{\cos^2(\phi - \alpha - \theta)}{\cos \theta \cdot \cos^2 \alpha \cdot \cos(\delta + \alpha + \theta) \left[ 1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi + \delta) \cdot \sin(\phi - \beta - \theta)}{\cos(\delta + \alpha + \theta) \cdot \cos(\beta - \alpha)}} \right]^2}$$

se  $\beta \leq \phi - \theta$

$$k_a = \frac{\cos^2(\phi - \alpha - \theta)}{\cos \theta \cdot \cos^2 \alpha \cdot \cos(\delta + \alpha + \theta)}$$

se  $\beta > \phi - \theta$

dove  $\theta$  = angolo sismico, definito secondo la seguente espressione (in assenza di falda) in funzione dei coefficienti sismici  $k_h$  e  $k_v$ :

$$\tan \theta = k_h / (1 \pm k_v)$$

Nella determinazione dei coefficienti sismici  $k_n$  e  $k_v$ , per le spalle di ponti e viadotti ferroviari fondate su pali si porrà  $\beta_m = 1$  in accordo con l'EC8-5.

Le forze di inerzia agenti sulla massa della struttura e del terreno presente sulla sua fondazione saranno valutate applicando l'accelerazione massima al suolo  $a_g$ .

La spinta totale di progetto  $E_d$  esercitata dal terrapieno ed agente sull'opera di sostegno in condizioni sismiche è dunque data dalla somma della spinta a riposo, della spinta sismica e della spinta statica data dal sovraccarico accidentale combinata al 20% così come riportato nella Tabella 5.2.V delle NTC2018.

$$E_d = S_{stat} + 0.2 \cdot S_q + \Delta S_s$$

Infine, nel caso specifico non essendo presente la falda a tergo dell'opera, la spinta idrostatica è nulla.

➤ Valori di progetto

L'azione sismica è stata calcolata per mezzo del foglio di calcolo Spettri-NTCver.1.0.3 messo a disposizione dal Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici.

Di seguito si riportano gli spettri di risposta orizzontale e verticale allo Stato limite di salvaguardia della vita SLV utilizzati per il calcolo dell'azione sismica.

### FASE 1. INDIVIDUAZIONE DELLA PERICOLOSITÀ DEL SITO

Ricerca per coordinate

LONGITUDINE  
8,2171

LATITUDINE  
44,0539

Ricerca per comune

REGIONE  
Liguria

PROVINCIA  
Savona

COMUNE  
Albenga

**Elaborazioni grafiche**

Grafici spettri di risposta

Variabilità dei parametri

**Elaborazioni numeriche**

Tabella parametri

Reticolo di riferimento



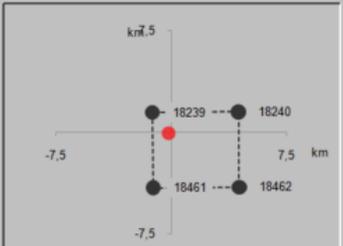
Controllo sul reticolo

- Sito esterno al reticolo
- Interpolazione su 3 nodi
- Interpolazione corretta

Interpolazione superficie  $r$

La "Ricerca per comune" utilizza le coordinate ISTAT del comune per identificare il sito. Si sottolinea che all'interno del territorio comunale le azioni sismiche possono essere significativamente diverse da quelle così individuate e si consiglia, quindi, la "Ricerca per coordinate".

Nodi del reticolo intorno al sito



INTRO
FASE 1
FASE 2
FASE 3

## FASE 2. SCELTA DELLA STRATEGIA DI PROGETTAZIONE

Vita nominale della costruzione (in anni) -  $V_N$   info

Coefficiente d'uso della costruzione -  $C_U$   info

Valori di progetto

Periodo di riferimento per la costruzione (in anni) -  $V_R$   info

Periodi di ritorno per la definizione dell'azione sismica (in anni) -  $T_R$  info

Stati limite di esercizio - SLE { SLO -  $P_{VR} = 81\%$   info

{ SLD -  $P_{VR} = 63\%$   info

Stati limite ultimi - SLU { SLV -  $P_{VR} = 10\%$   info

{ SLC -  $P_{VR} = 5\%$   info

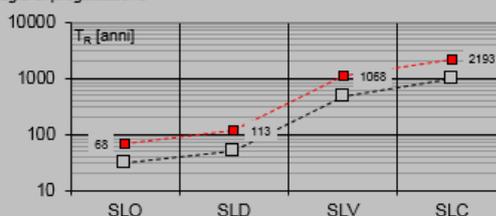
Elaborazioni

Grafici parametri azione

Grafici spettri di risposta

Tabella parametri azione

Strategia di progettazione



LEGENDA GRAFICO

---□--- Strategia per costruzioni ordinarie

...□... Strategia scelta

INTRO

FASE 1

**FASE 2**

FASE 3

## FASE 3. DETERMINAZIONE DELL'AZIONE DI PROGETTO

Stato Limite

Stato Limite considerato  info

Risposta sismica locale

Categoria di sottosuolo  info

Categoria topografica  info

$S_B = 1.200$   $C_C = 1.396$  info

$h/H = 0.000$   $S_T = 1.000$  info

(h=quota sito, H=altezza rilievo topografico)

Compon. orizzontale

Spettro di progetto elastico (SLE) Smorzamento  $\xi$  (%)   $\eta = 1.000$  info

Spettro di progetto inelastico (SLU) Fattore  $q_0$   Regol. in altezza  info

Compon. verticale

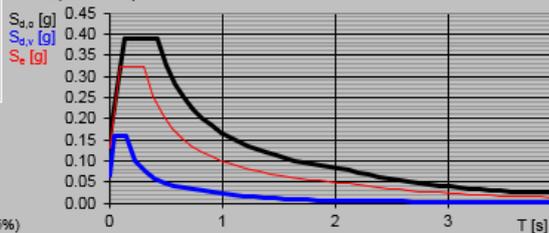
Spettro di progetto Fattore  $q$    $\eta = 1.000$  info

Elaborazioni

Grafici spettri di risposta

Parametri e punti spettri di risposta

Spettri di risposta



— Spettro di progetto - componente orizzontale

— Spettro di progetto - componente verticale

— Spettro elastico di riferimento (Cat. A-T1,  $\xi = 5\%$ )

INTRO

FASE 1

FASE 2

**FASE 3**

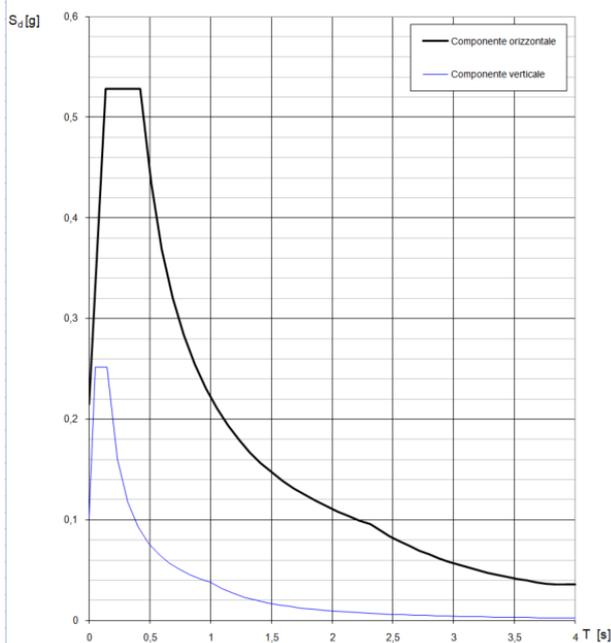
**Parametri indipendenti**

STATO LIMITE	SLV
$a_n$	0,179 g
$F_0$	2,456
$T_C^*$	0,300 s
$S_S$	1,200
$C_C$	1,400
$S_T$	1,000
$q$	1,000

**Parametri dipendenti**

$S$	1,200
$\eta$	1,000
$T_B$	0,140 s
$T_C$	0,419 s
$T_D$	2,317 s

Spettri di risposta (componenti orizz. e vert.) per lo stato limite: SLV



#### 4.6.11 Incremento di spinta del terrapieno

Avendo valutato preliminarmente l'entità dello spostamento della struttura in fase sismica (cfr. Relazione Geotecnica e di calcolo delle fondazioni RS3E50D09RBVI 02 03001), e ricorrendo le condizioni sovra descritte (EC7 - Parte 1 - Annesso C), l'incremento di spinta del terrapieno viene valutato secondo la teoria di [Mononobe-Okabe](#).

Mononobe e Okabe			
Inclinazione Paramento	$\alpha$	<b>90,0</b>	
Angolo d'attrito interno	$\varphi$	<b>35,0</b>	°
Coefficiente sismico orizzontale	$k_h$	<b>0,215</b>	
Coefficiente per sisma verticale	$k_v$	<b>0,107</b>	
$\theta (+k_v)$		<b>11,0</b>	
$\theta (-k_v)$		<b>13,5</b>	
Mononobe e Okabe (+ $k_v$ )	$K_{AE}$	<b>0,391</b>	
Mononobe e Okabe (- $k_v$ )	$K_{AE}$	<b>0,427</b>	

	Raddoppio della linea Genova-Ventimiglia					
	Tratta finale Ligure-Andora					
VI07_Viadotto su Torrente Arroscia da km 86+575 a km 86+935						
Relazione di calcolo Spalla A	COMMESSA IV01	LOTTO 00	CODIFICA D 09 CL	DOCUMENTO VI0704001	REV. A	FOGLIO 34 di 69

#### 4.6.12 Inerzie strutturali

Si valutano le inerzie legate alla massa degli elementi strutturali con la seguente formula:

$$F_i = k_h \cdot W_{str}$$

#### 4.6.13 Calcolo delle sollecitazioni in testa pali

Le sollecitazioni agenti in testa palo vengono calcolate nell'ipotesi di platea di fondazione infinitamente rigida, attraverso la relazione

$$R(x, y) = \frac{N}{n} + \frac{M_l}{J_l} \cdot y + \frac{M_t}{J_t} \cdot x$$

dove

$N, M_l, M_t$  sono lo sforzo normale e i momenti flettenti longitudinale e trasversale agenti al baricentro della palificata,  $n$  è il numero di pali e  $J_l, J_t$  sono le inerzie longitudinale e trasversale della palificata

$$J_l = \sum y_i^2 \qquad J_t = \sum x_i^2$$

Per quanto riguarda le sollecitazioni orizzontali in testa palo, si assume che le azioni di taglio di ripartiscano uniformemente tra i pali, risultando

$$T(x, y) = \frac{\sqrt{H_l^2 + H_t^2}}{n}$$

dove  $H_l, H_t$  sono le forze orizzontali longitudinale e trasversale agenti al baricentro della palificata.

#### 4.6.14 Riepilogo risultati

Il foglio automatico, sulla base di calcoli sviluppati nei fogli successivi, restituisce, per ciascuna combinazione i risultati del controllo di verifica.

Per ciascuna combinazione vengono riassunti:

- Le sollecitazioni al livello del piano di fondazione in termini di sforzo normale  $N$ , forza orizzontale  $T$  e momento ribaltante  $M$ .
- Per i carichi sui pali in termini di  $N_{max}, N_{min}, T$  ed  $M$ .

➤ Fase statica

### PARAGHIAIA

#### AZIONI SU SPALLA [kN,m]

cond statica

Descrizione carico		F <sub>Z</sub>	F <sub>X</sub>	F <sub>Y</sub>	b <sub>ix</sub>	b <sub>iy</sub>	b <sub>iz</sub>	M <sub>x</sub>	M <sub>y</sub>
		[kN]	[kN]	[kN]	[m]	[m]	[m]	[kNm]	[kNm]
Paraghiaia	g1	785			0,00	0,00	2,17	0	0
Rinterro	g3		969		0,00	0,00	1,45	0	1401
					0,00	0,00	4,34	0	0
Sovr. acc. sul rilevato			1295		0,00	0,00	2,17	0	2809

### SPICCATO MURO FRONTALE

#### AZIONI SU SPALLA [kN,m]

cond statica

Descrizione carico		F <sub>Z</sub>	F <sub>X</sub>	F <sub>Y</sub>	b <sub>ix</sub>	b <sub>iy</sub>	b <sub>iz</sub>	M <sub>x</sub>	M <sub>y</sub>
		[kN]	[kN]	[kN]	[m]	[m]	[m]	[kNm]	[kNm]
Paraghiaia	g1	785	0	0	-1,33		7,17	0	-1044
Muro frontale	g1	6232	0	0			2,50	0	0
<b>Totale Permanenti</b>		<b>7017</b>	<b>0</b>	<b>0</b>				<b>0</b>	<b>-1044</b>
Rinterro	g3		5706	0			3,11	0	17766
Sovr. acc. sul rilevato			2786	0			4,67	0	13010

### FONDAZIONE

#### AZIONI SU SPALLA [kN,m]

cond statica

Descrizione carico		F <sub>Z</sub>	F <sub>X</sub>	F <sub>Y</sub>	b <sub>ix</sub>	b <sub>iy</sub>	b <sub>iz</sub>	M <sub>x</sub>	M <sub>y</sub>
		[kN]	[kN]	[kN]	[m]	[m]	[m]	[kNm]	[kNm]
Paraghiaia	g1	785			-0,10	0,00	10,17	0	-79
Muro frontale	g1	6232			1,22	0,00	5,50	0	7603
Plinto	g1	19440			0,00	0,00	1,50	0	0
Muri andatori	g1	2413			-3,80	0,00	7,67	0	-9168
<b>Totale Permanenti</b>		<b>28870</b>						<b>0</b>	<b>-1643</b>
Rinterro	g3	16123			-3,80	0,00	7,67	0	-61266
Ricop. Plinto	g3	2254			3,80	0,00	3,50	0	8565
Sovr. acc. sul rilevato		4407			-3,80	0,00	12,34	0	-16746

\* Il sovraccarico accidentale a tergo della spalla è da considerarsi presente in tutte le combinazioni

Rinterro	g3		9961		-3,80	0,00	4,11	0	40972
Sovr. acc. sul rilevato			3681		0,00	0,00	6,17	0	22710

➤ Fase sismica Mononobe-Okabe /  $k_a$

## PARAGHIAIA

### AZIONI SU SPALLA [kN.m]

cond statica

Descrizione carico		$F_x$ [kN]	$F_y$ [kN]	$F_z$ [kN]	$h_x$ [m]	$h_y$ [m]	$h_z$ [m]	M [kNm]	M [kNm]
Paraghiaia	g1	785			0,00	0,00	2,17	0	0
Rinterro	g3		616		0,00	0,00	1,45	0	891
					0,00	0,00	4,34	0	0
Sovr. acc. sul rilevato			823		0,00	0,00	2,17	0	1785

cond sismica x

Descrizione carico		$F_x$ [kN]	$F_y$ [kN]	$F_z$ [kN]	$h_x$ [m]	$h_y$ [m]	$h_z$ [m]	M [kNm]	M [kNm]
Paraghiaia	q6	0	169	0	0,00	0,00	2,17	0	366
Rinterro	Inerzia		1417				2,17	0	3074
	Sovraspinta		451				1,45	0	652
<b>Rinterro [totale]</b>			1868					0	3726
Sovr. acc. sul rilevato			823		0,00	0,00	2,17	0	1785
<b>Totale generale</b>			<b>2859</b>					<b>0</b>	<b>5878</b>

cond sismica y

Descrizione carico		$F_x$ [kN]	$F_y$ [kN]	$F_z$ [kN]	$h_x$ [m]	$h_y$ [m]	$h_z$ [m]	M [kNm]	M [kNm]
Paraghiaia	q6	0	0	169	0,00	0,00	2,17	366	0

cond sismica vert

Descrizione carico		$F_x$ [kN]	$F_y$ [kN]	$F_z$ [kN]	$h_x$ [m]	$h_y$ [m]	$h_z$ [m]	M [kNm]	M [kNm]
Paraghiaia	q6	84	0	0	0,00	0,00	2,17	0	0

## SPICCATO MURO FRONTALE

### AZIONI SU SPALLA [kN,m]

cond statica

Descrizione carico		$E_x$ [kN]	$E_y$ [kN]	$E_z$ [kN]	$h_x$ [m]	$h_y$ [m]	$h_z$ [m]	M [kNm]	M [kNm]
Paraghiaia	g1	785	0	0	-1,33		7,17	0	-1044
Muro frontale	g1	6232	0	0			2,50	0	0
<b>Totale Permanenti</b>		<b>7017</b>	<b>0</b>	<b>0</b>				<b>0</b>	<b>-1044</b>
Rinterro	g3		3626	0			3,11	0	11290
Sovr. acc. sul rilevato			1770	0			4,67	0	8268

cond sismica x

Descrizione carico		$E_x$ [kN]	$E_y$ [kN]	$E_z$ [kN]	$h_x$ [m]	$h_y$ [m]	$h_z$ [m]	M [kNm]	M [kNm]
Paraghiaia	q6		169		-1,33	0,00	7,17	0	1209
Muro frontale	q6		1339		0,00	0,00	2,50	0	3347
Rinterro	Inerzia		3463				4,67	0	16173
	Sovraspinta		2089				3,11	0	6503
<b>Rinterro [totale]</b>			<b>5552</b>					<b>0</b>	<b>22676</b>
Sovr. acc. sul rilevato			1770				4,67	0	8268
<b>Totale generale</b>			<b>8830</b>					<b>0</b>	<b>35499</b>

cond sismica y

Descrizione carico		$E_x$ [kN]	$E_y$ [kN]	$E_z$ [kN]	$h_x$ [m]	$h_y$ [m]	$h_z$ [m]	M [kNm]	M [kNm]
Paraghiaia	q6			169	-1,33	0,00	7,17	1209	0
Muro frontale	q6			1339	0,00	0,00	2,50	3347	0
Rinterro					0,00	0,00	0,00	0	0
<b>Totale generale</b>				<b>1507</b>				<b>4556</b>	<b>0</b>

cond sismica vert

Descrizione carico		$E_x$ [kN]	$E_y$ [kN]	$E_z$ [kN]	$h_x$ [m]	$h_y$ [m]	$h_z$ [m]	M [kNm]	M [kNm]
Paraghiaia	q6	84			-1,33	0,00	7,17	0	-112
Muro frontale	q6	669			0,00	0,00	2,50	0	0
<b>Totale generale</b>		<b>754</b>						<b>0</b>	<b>-112</b>

Relazione di calcolo Spalla A

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IV01	00	D 09 CL	VI0704001	A	38 di 69

**FONDAZIONE**  
**AZIONI SU SPALLA [kN.m]**

cond statica

Descrizione carico		$F_{xz}$ [kN]	$F_{xy}$ [kN]	$F_{yz}$ [kN]	$h_x$ [m]	$h_y$ [m]	$h_z$ [m]	M [kNm]	M [kNm]
Paragliaia	g1	785			-0,10	0,00	10,17	0	-79
Muro frontale	g1	6232			1,22	0,00	5,50	0	7603
Plinto	g <sub>z</sub>	19440			0,00	0,00	1,50	0	0
Muri andatori	g1	2413			-3,80	0,00	7,67	0	-9168
<b>Totale Permanenti</b>		<b>28870</b>						<b>0</b>	<b>-1643</b>
Rinterro	g3	16123			-3,80	0,00	7,67	0	-61266
Ricop. Plinto	g3	2254			3,80	0,00	3,50	0	8565
Sovr. acc. sul rilevato		4407			-3,80	0,00	12,34	0	-16746
* Il sovraccarico accidentale a tergo della spalla è da considerarsi presente in tutte le combinazioni									
Rinterro	g3		6330		-3,80	0,00	4,11	0	26038
Sovr. acc. sul rilevato			2339		0,00	0,00	6,17	0	14432

**AZIONI SU SPALLA [kN.m]**

cond sismica x

Descrizione carico		$F_{xz}$ [kN]	$F_{xy}$ [kN]	$F_{yz}$ [kN]	$h_x$ [m]	$h_y$ [m]	$h_z$ [m]	M [kNm]	M [kNm]
Paragliaia	$\alpha_x$		169		-0,10	0,00	10,17	0	1715
Muro frontale	$\alpha_x$		1339		1,22	0,00	5,50	0	7362
Plinto	$\alpha_x$		4176		0,00	0,00	1,50	0	6264
Muri andatori	$\alpha_x$		518		-3,80	0,00	7,67	0	3975
Rinterro	Inerzia		3463		-3,80	0,00	7,67	0	26562
	Sovraspinta		3646		-3,80	0,00	4,11	0	14997
<b>Rinterro [totale]</b>			<b>7109</b>				<b>7,67</b>	<b>0</b>	<b>41560</b>
Sovr. acc. sul rilevato			2339		-3,80		7,67	0	14432
<b>Totale generale</b>			<b>15649</b>						<b>75307</b>

cond sismica y

Descrizione carico		$F_{xz}$ [kN]	$F_{xy}$ [kN]	$F_{yz}$ [kN]	$h_x$ [m]	$h_y$ [m]	$h_z$ [m]	M [kNm]	M [kNm]
Paragliaia	$\alpha_y$			169	-0,10	0,00	10,17	1715	0
Muro frontale	$\alpha_y$			1339	1,22	0,00	5,50	7362	0
Plinto	$\alpha_y$			4176	0,00	0,00	1,50	6264	0
Muri andatori	$\alpha_y$			518	-3,80	0,00	7,67	3975	0
Rinterro	Inerzia			3463	0,00		7,67	26562	0
	Sovraspinta			383			4,11	1576	0
<b>Rinterro [totale]</b>				<b>3846</b>				<b>28138</b>	<b>0</b>
Sovr. acc. sul rilevato				2339	-3,80		12,34	28864	0
<b>Totale generale</b>				<b>12386</b>				<b>76318</b>	<b>0</b>

cond sismica vert

Descrizione carico		$F_{xz}$ [kN]	$F_{xy}$ [kN]	$F_{yz}$ [kN]	$h_x$ [m]	$h_y$ [m]	$h_z$ [m]	M [kNm]	M [kNm]
Paragliaia	$\alpha_z$	84			-0,10	0,00	10,17	0,00	-8
Muro frontale	$\alpha_z$	669			1,22	0,00	5,50	0,00	817
Plinto	$\alpha_z$	2088			0,00	0,00	1,50	0,00	0
Muri andatori	$\alpha_z$	259			-3,80	0,00	7,67	0,00	-985
Rinterro	$\alpha_z$	1732			0,00	0,00	0,00	0,00	0
Ricop. Plinto	$\alpha_z$	242			3,80	0,00	3,50	0,00	920
<b>Totale generale</b>		<b>5074</b>						<b>0,00</b>	<b>743</b>

## 4.7 Sollecitazioni

### 4.7.1 Muro paraghiaia

In condizioni statiche il muro paraghiaia è sollecitato dalla spinta del rilevato, dalla spinta dei sovraccarichi accidentali, dai sovraccarichi mobili agenti sulla mensola del muro e dall'azione di frenatura. In condizioni sismiche il muro paraghiaia è sollecitato dalla spinta sismica del rilevato, dalle masse del muro. Il modello di calcolo utilizzato è quello di mensola incastrata al muro frontale.

**CARATTERISTICHE DELLA SOLLECITAZIONE INTERNA ALLA BASE DEL PARAGHIAIA**

	Nz	Tx	Ty	Mx	My
A2 - SLU - N max gr.1	785	1391	0	0	2107
A2 - SLU - MT max gr.1	785	1391	0	0	2107
A2 - SLU - ML max gr.1	785	2269	0	0	4013
A2 - SLU - N max gr.3	785	1391	0	0	2107
A2 - SLU - MT max gr.3	785	1391	0	0	2107
A2 - SLU - ML max gr.3	785	2269	0	0	4013
A2 - SLU - Vento ponte scarico	785	1478	0	0	2297
A2 - SLU Gmin - N max gr.1	785	1391	0	0	2107
A2 - SLU Gmin - MT max gr.1	785	1391	0	0	2107
A2 - SLU Gmin - ML max gr.1	785	2269	0	0	4013
A2 - SLU Gmin - N max gr.3	785	1391	0	0	2107
A2 - SLU Gmin - MT max gr.3	785	1391	0	0	2107
A2 - SLU Gmin - ML max gr.3	785	2269	0	0	4013
A2 - SLU Gmin - Vento ponte scarico	785	1478	0	0	2297
A1 - SLU - N max gr.1	1060	1605	0	0	2431
A1 - SLU - MT max gr.1	1060	1605	0	0	2431
A1 - SLU - ML max gr.1	1060	2618	0	0	4630
A1 - SLU - N max gr.3	1060	1605	0	0	2431
A1 - SLU - MT max gr.3	1060	1605	0	0	2431
A1 - SLU - ML max gr.3	1060	2618	0	0	4630
A1 - SLU - Vento ponte scarico	1060	1706	0	0	2651
A1 - SLU Gmin - N max gr.1	1060	1605	0	0	2431
A1 - SLU Gmin - MT max gr.1	1060	1605	0	0	2431
A1 - SLU Gmin - ML max gr.1	1060	2618	0	0	4630
A1 - SLU Gmin - N max gr.3	1060	1605	0	0	2431
A1 - SLU Gmin - MT max gr.3	1060	1605	0	0	2431
A1 - SLU Gmin - ML max gr.3	1060	2618	0	0	4630
A1 - SLU Gmin - Vento ponte scarico	1060	1706	0	0	2651
SLE rara - N max gr.1	785	1070	0	0	1621
SLE rara - MT max gr.1	785	1070	0	0	1621
SLE rara - ML max gr.1	785	1745	0	0	3087
SLE rara - N max gr.3	785	1070	0	0	1621
SLE rara - MT max gr.3	785	1070	0	0	1621
SLE rara - ML max gr.3	785	1745	0	0	3087
SLE rara - Vento ponte scarico	785	1137	0	0	1767
SLE RARA.- N max gr.4	628	876	0	0	1341
SLE RARA.- MT max gr.4	628	876	0	0	1341
SLE RARA.- ML max gr.4	628	1552	0	0	2807
SLE quasi permanente	785	969	0	0	1401
SLV - N max	869	1176	51	110	2008
SLV - MT max gr.1	810	1176	169	366	2008
SLV - ML max gr.1	810	2483	51	110	4617
SLV - MT max gr.3	760	1176	169	366	2008
SLV - ML max gr.3	760	2483	51	110	4617
SLV - N min	701	1176	51	110	2008

**Tabella 3 – Sollecitazioni alla base del muro paraghiaia**

#### 4.7.2 Muro frontale

Le sollecitazioni riportate nella seguente tabella sono state ottenute dal modello di calcolo descritto nei paragrafi precedenti.

Per la verifica del muro frontale, a quota spiccato, tali azioni possono essere considerate uniformemente distribuite in quanto l'altezza del muro frontale è tale che nell' ipotesi di ripartizione a 45°, tali scarichi si ripartiscono uniformemente alla base del muro

Ai carichi prima riportati, si aggiungono il peso proprio del muro frontale, del muro paraghiaia e la spinta del terreno e del sovraccarico sul rilevato a tergo.

Si ottengono quindi le seguenti sollecitazioni, con riferimento alle combinazioni maggiormente significative.

<b>CARATTERISTICHE DELLA SOLLECITAZIONE INTERNA ALLA BASE DEL MURO FRONTALE</b>					
	Nz	Tx	Ty	Mx	My
A2 - SLU - N max gr.1	31766	10349	630	8104	39463
A2 - SLU - MT max gr.1	31766	10349	630	8104	39463
A2 - SLU - ML max gr.1	31766	11346	630	8104	46057
A2 - SLU - N max gr.3	31766	11661	562	7417	46682
A2 - SLU - MT max gr.3	31766	11661	562	7417	46682
A2 - SLU - ML max gr.3	31766	12658	562	7417	53276
A2 - SLU - Vento ponte scarico	22602	9463	821	8213	31094
A2 - SLU Gmin - N max gr.1	31766	10349	630	8104	39463
A2 - SLU Gmin - MT max gr.1	31766	10349	630	8104	39463
A2 - SLU Gmin - ML max gr.1	31766	11346	630	8104	46057
A2 - SLU Gmin - N max gr.3	31766	11661	562	7417	46682
A2 - SLU Gmin - MT max gr.3	31766	11661	562	7417	46682
A2 - SLU Gmin - ML max gr.3	31766	12658	562	7417	53276
A2 - SLU Gmin - Vento ponte scarico	22602	9463	821	8213	31094
A1 - SLU - N max gr.1	40034	11938	728	9371	45654
A1 - SLU - MT max gr.1	40034	11938	728	9371	45654
A1 - SLU - ML max gr.1	40034	13089	728	9371	53263
A1 - SLU - N max gr.3	40034	13403	648	8573	53714
A1 - SLU - MT max gr.3	40034	13403	648	8573	53714
A1 - SLU - ML max gr.3	40034	14554	648	8573	61323
A1 - SLU - Vento ponte scarico	29403	10906	948	9477	35932
A1 - SLU Gmin - N max gr.1	40034	11938	728	9371	45654
A1 - SLU Gmin - MT max gr.1	40034	11938	728	9371	45654
A1 - SLU Gmin - ML max gr.1	40034	13089	728	9371	53263
A1 - SLU Gmin - N max gr.3	40034	13403	648	8573	53714
A1 - SLU Gmin - MT max gr.3	40034	13403	648	8573	53714
A1 - SLU Gmin - ML max gr.3	40034	14554	648	8573	61323
A1 - SLU Gmin - Vento ponte scarico	29403	10906	948	9477	35932
SLE rara - N max gr.1	28628	8032	489	6332	30944
SLE rara - MT max gr.1	28628	8032	489	6332	30944
SLE rara - ML max gr.1	28628	8799	489	6332	36016
SLE rara - N max gr.3	28628	9082	434	5782	36719
SLE rara - MT max gr.3	28628	9082	434	5782	36719
SLE rara - ML max gr.3	28628	9849	434	5782	41791
SLE rara - Vento ponte scarico	21297	7265	379	3791	23988
SLE RARA.- N max gr.4	22903	7520	467	5824	30330
SLE RARA.- MT max gr.4	22903	7520	467	5824	30330
SLE RARA.- ML max gr.4	22903	8288	467	5824	35402
SLE quasi permanente	21297	5792	0	0	19620
SLV - N max	25208	7841	1996	17126	33922
SLV - MT max gr.1	23497	7841	6603	55808	33799
SLV - ML max gr.1	23497	16463	1996	17105	75716
SLV - MT max gr.3	22030	7841	6603	55789	33694
SLV - ML max gr.3	22030	16463	1996	17086	75611
SLV - N min	20318	7841	1996	17064	33571

Tabella 4 – Sollecitazioni alla base del muro frontale



Raddoppio della linea Genova-Ventimiglia

Tratta finale Ligure-Andora

VI07\_Viadotto su Torrente Arroscia da km 86+575 a km 86+935

Relazione di calcolo Spalla A

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IV01	00	D 09 CL	VI0704001	A	42 di 69

Le sollecitazioni in direzione trasversale risultano trascurabili rispetto a quelle in direzione longitudinale, tenuto anche conto della geometria della sezione del muro frontale.

#### 4.7.3 *Plinto di fondazione*

In questo paragrafo si riporta la determinazione delle sollecitazioni in quota testa pali che si ottengono sommando, alle azioni provenienti dall'impalcato, la risultante e il momento risultante dei pesi della struttura, del terreno interno alla spalla e delle spinte dovute al rilevato rispetto al baricentro del plinto. In condizioni sismiche si è tenuto conto dell'incremento di spinta delle inerzie.

Nella tabella che segue sono indicati la risultante e momento risultante rispetto al baricentro del plinto di fondazione.

**CARATTERISTICHE DELLA SOLLECITAZIONE INTERNA INTRADOSSO FONDAZIONE**

	Nz	Tx	Ty	Mx	My
A2 - SLU - ML max gr.1	77508	19541	630	9995	47739
A2 - SLU - MT max gr.1	77508	19541	630	9995	47739
A2 - SLU - N max gr.1	80946	17575	630	9995	37326
A2 - SLU - ML max gr.3	77508	20853	562	9101	58896
A2 - SLU - MT max gr.3	77508	20853	562	9101	58896
A2 - SLU - N max gr.3	80946	18887	562	9101	48482
A2 - SLU - Vento ponte scarico	68344	21096	821	10677	30767
A2 - SLU Gmin - ML max gr.1	77508	19541	630	9995	47739
A2 - SLU Gmin - MT max gr.1	77508	19541	630	9995	47739
A2 - SLU Gmin - N max gr.1	80946	17575	630	9995	37326
A2 - SLU Gmin - ML max gr.3	77508	20853	562	9101	58896
A2 - SLU Gmin - MT max gr.3	77508	20853	562	9101	58896
A2 - SLU Gmin - N max gr.3	80946	18887	562	9101	48482
A2 - SLU Gmin - Vento ponte scarico	68344	21096	821	10677	30767
A1 - SLU - ML max gr.1	97100	22544	728	11555	57543
A1 - SLU - MT max gr.1	97100	22544	728	11555	57543
A1 - SLU - N max gr.1	101066	20276	728	11555	45527
A1 - SLU - ML max gr.3	97100	24010	648	10518	69999
A1 - SLU - MT max gr.3	97100	24010	648	10518	69999
A1 - SLU - N max gr.3	101066	21741	648	10518	57983
A1 - SLU - Vento ponte scarico	86469	24329	948	12320	37793
A1 - SLU Gmin - ML max gr.1	97100	22544	728	11555	57543
A1 - SLU Gmin - MT max gr.1	97100	22544	728	11555	57543
A1 - SLU Gmin - N max gr.1	101066	20276	728	11555	45527
A1 - SLU Gmin - ML max gr.3	97100	24010	648	10518	69999
A1 - SLU Gmin - MT max gr.3	97100	24010	648	10518	69999
A1 - SLU Gmin - N max gr.3	101066	21741	648	10518	57983
A1 - SLU Gmin - Vento ponte scarico	86469	24329	948	12320	37793
SLE rara - ML max gr.1	68858	15102	489	7799	40551
SLE rara - MT max gr.1	68858	15102	489	7799	40551
SLE rara - N max gr.1	71502	13590	489	7799	32540
SLE rara - ML max gr.3	68858	16152	434	7084	49476
SLE rara - MT max gr.3	68858	16152	434	7084	49476
SLE rara - N max gr.3	71502	14640	434	7084	41465
SLE rara - Vento ponte scarico	61526	16213	379	4928	26373
SLE RARA.- ML max gr.4	55086	13740	467	7225	42529
SLE RARA.- MT max gr.4	55086	13740	467	7225	42529
SLE RARA.- N max gr.4	57730	12228	467	7225	34518
SLE quasi permanente	61526	10047	0	0	7349
SLV - N max	67784	11012	6897	63492	30066
SLV - MT max gr.1	64430	11012	15845	122651	28532
SLV - ML max gr.1	64430	20724	5260	43265	97873
SLV - MT max gr.3	61555	11012	14441	105314	27218
SLV - ML max gr.3	61555	20724	3857	25928	96559
SLV - N min	58201	11012	2219	5702	25684

Tabella 5 – Sollecitazioni ad intradossso del baricentro fondazione

#### 4.8 Pali di fondazione

Le sollecitazioni risultanti sono riportati nelle seguenti tabelle:

<b>GEO SLU SOLL. TOTALI NEL BARICENTRO DELLA PALIFICATA</b>								
C.C.	N	T <sub>x</sub>	T <sub>y</sub>	M <sub>x</sub>	M <sub>y</sub>	N <sub>max/palo</sub>	N <sub>min/palo</sub>	T <sub>palo</sub>
n°	kN	kN	kN	kNm	kNm	kN	kN	kN
A2 - SLU - ML max gr.1	77508	19541	630	11634	98545	6949	2740	1222
A2 - SLU - MT max gr.1	77508	19541	630	11634	98545	6949	2740	1222
A2 - SLU - N max gr.1	80946	17575	630	11634	83020	6861	3257	1099
A2 - SLU - ML max gr.3	77508	20853	562	10561	113114	7216	2473	1304
A2 - SLU - MT max gr.3	77508	20853	562	10561	113114	7216	2473	1304
A2 - SLU - N max gr.3	80946	18887	562	10561	97589	7128	2990	1181
A2 - SLU - Vento ponte scarico	68344	21096	821	12813	85618	6143	2400	1320
A2 - SLU Gmin - ML max gr.1	77508	19541	630	11634	98545	6949	2740	1222
A2 - SLU Gmin - MT max gr.1	77508	19541	630	11634	98545	6949	2740	1222
A2 - SLU Gmin - N max gr.1	80946	17575	630	11634	83020	6861	3257	1099
A2 - SLU Gmin - ML max gr.3	77508	20853	562	10561	113114	7216	2473	1304
A2 - SLU Gmin - MT max gr.3	77508	20853	562	10561	113114	7216	2473	1304
A2 - SLU Gmin - N max gr.3	80946	18887	562	10561	97589	7128	2990	1181
A2 - SLU Gmin - Vento ponte scarico	68344	21096	821	12813	85618	6143	2400	1320
						7216	2473	1304

Tabella 6 – Sollecitazioni massime sul singolo palo C.C. GEO SLU

<b>STR SLU SOLL. TOTALI NEL BARICENTRO DELLA PALIFICATA</b>								
C.C.	N	T <sub>x</sub>	T <sub>y</sub>	M <sub>x</sub>	M <sub>y</sub>	N <sub>max/palo</sub>	N <sub>min/palo</sub>	T <sub>palo</sub>
n°	kN	kN	kN	kNm	kNm	kN	kN	kN
A1 - SLU - ML max gr.1	97100	22544	728	13448	116157	8545	3592	1410
A1 - SLU - MT max gr.1	97100	22544	728	13448	116157	8545	3592	1410
A1 - SLU - N max gr.1	101066	20276	728	13448	98243	8444	4189	1268
A1 - SLU - ML max gr.3	97100	24010	648	12204	132424	8843	3295	1501
A1 - SLU - MT max gr.3	97100	24010	648	12204	132424	8843	3295	1501
A1 - SLU - N max gr.3	101066	21741	648	12204	114510	8741	3892	1359
A1 - SLU - Vento ponte scarico	86469	24329	948	14784	101048	7608	3201	1522
A1 - SLU Gmin - ML max gr.1	97100	22544	728	13448	116157	8545	3592	1410
A1 - SLU Gmin - MT max gr.1	97100	22544	728	13448	116157	8545	3592	1410
A1 - SLU Gmin - N max gr.1	101066	20276	728	13448	98243	8444	4189	1268
A1 - SLU Gmin - ML max gr.3	97100	24010	648	12204	132424	8843	3295	1501
A1 - SLU Gmin - MT max gr.3	97100	24010	648	12204	132424	8843	3295	1501
A1 - SLU Gmin - N max gr.3	101066	21741	648	12204	114510	8741	3892	1359
A1 - SLU Gmin - Vento ponte scarico	86469	24329	948	14784	101048	7608	3201	1522

Tabella 8 – Sollecitazioni massime sul singolo palo C.C. STR SLU

**SIS MI SOLL. TOTALI NEL BARICENTRO DELLA PALIFICATA**

C.C.	N	T <sub>x</sub>	T <sub>y</sub>	M <sub>x</sub>	M <sub>y</sub>	N <sub>max/palo</sub>	N <sub>min/palo</sub>	T <sub>/palo</sub>
n°	kN	kN	kN	kNm	kNm	kN	kN	kN
SLV - N max	67784	11012	6897	81425	58698	6666	1807	812
SLV - MT max gr.1	64430	11012	15845	163847	57164	7728	326	1206
SLV - ML max gr.1	64430	20724	5260	56941	151755	7884	170	1336
SLV - MT max gr.3	61555	11012	14441	142861	55849	7192	503	1135
SLV - ML max gr.3	61555	20724	3857	35955	150440	7347	347	1317
SLV - N min	58201	11012	2219	-68	54315	4697	2578	702

Tabella 9 – Sollecitazioni massime sul singolo palo C.C. SIS MI

**SLE RARA SOLL. TOTALI NEL BARICENTRO DELLA PALIFICATA**

C.C.	N	T <sub>x</sub>	T <sub>y</sub>	M <sub>x</sub>	M <sub>y</sub>	N <sub>max/palo</sub>	N <sub>min/palo</sub>	T <sub>/palo</sub>
n°	kN	kN	kN	kNm	kNm	kN	kN	kN
SLE rara - ML max gr.1	68858	15102	489	9071	79817	6003	2604	944
SLE rara - MT max gr.1	68858	15102	489	9071	79817	6003	2604	944
SLE rara - N max gr.1	71502	13590	489	9071	67875	5935	3003	850
SLE rara - ML max gr.3	68858	16152	434	8213	91472	6216	2391	1010
SLE rara - MT max gr.3	68858	16152	434	8213	91472	6216	2391	1010
SLE rara - N max gr.3	71502	14640	434	8213	79530	6149	2789	915
SLE rara - Vento ponte scarico	61526	16213	379	5914	68528	5275	2416	1014
						6216	2391	1014

Tabella 10 – Sollecitazioni massime sul singolo palo C.C. SLE RARA

**SLE RARA GR 4 SOLL. TOTALI NEL BARICENTRO DELLA PALIFICATA**

C.C.	N	T <sub>x</sub>	T <sub>y</sub>	M <sub>x</sub>	M <sub>y</sub>	N <sub>max/palo</sub>	N <sub>min/palo</sub>	T <sub>/palo</sub>
n°	kN	kN	kN	kNm	kNm	kN	kN	kN
SLE RARA.- ML max gr.4	55086	13740	467	8439	78254	5102	1784	859
SLE RARA.- MT max gr.4	55086	13740	467	8439	78254	5102	1784	859
SLE RARA.- N max gr.4	57730	12228	467	8439	66311	5034	2182	765
						5102	1784	859

Tabella 11 – Sollecitazioni massime sul singolo palo C.C. SLE RARA GR 4

#### 4.9 Verifiche degli elementi strutturali

Per tutti gli elementi strutturali della spalla (muro frontale, muro paraghiaia, ...) vengono svolte le seguenti verifiche:

- verifiche a rottura (pressoflessione e taglio) per le combinazioni allo stato limite ultimo (SLU).
- verifiche tensionali per le combinazioni rare, frequenti e quasi permanenti (SLE)
- verifiche a fessurazione per le combinazioni rara (SLE)

**CARATTERISTICHE DELLA SOLLECITAZIONE  
INTERNA ALLA BASE DEL PARAGHIAIA**

			Nz,A [kN]	Tx,A [kN]	Ty,A [kN]	Mxx [kNm]	Myy [kNm]
SLU GEO	Nz,A <sub>max</sub>	A2 - SLU - N max gr.1	785	932	0	0	1443
	Tx,A <sub>max</sub>	A2 - SLU - ML max gr.1	785	1442	0	0	2550
	Ty,A <sub>max</sub>	A2 - SLU - N max gr.1	785	932	0	0	1443
	Mxx <sub>max</sub>	A2 - SLU - N max gr.1	785	932	0	0	1443
	Myy <sub>max</sub>	A2 - SLU - ML max gr.1	785	1442	0	0	2550
SLU STR	Nz,A <sub>max</sub>	A1 - SLU - N max gr.1	1060	1075	0	0	1665
	Tx,A <sub>max</sub>	A1 - SLU - ML max gr.1	1060	1664	0	0	2942
	Ty,A <sub>max</sub>	A1 - SLU - N max gr.1	1060	1075	0	0	1665
	Mxx <sub>max</sub>	A1 - SLU - N max gr.1	1060	1075	0	0	1665
	Myy <sub>max</sub>	A1 - SLU - ML max gr.1	1060	1664	0	0	2942
SLE RARA	Nz,A <sub>max</sub>	SLE rara - N max gr.1	785	717	0	0	1110
	Tx,A <sub>max</sub>	SLE rara - ML max gr.1	785	1109	0	0	1962
	Ty,A <sub>max</sub>	SLE rara - N max gr.1	785	717	0	0	1110
	Mxx <sub>max</sub>	SLE rara - N max gr.1	785	717	0	0	1110
	Myy <sub>max</sub>	SLE rara - ML max gr.1	785	1109	0	0	1962
SLE FREQUENTE	Nz,A <sub>max</sub>	SLE freq.- N max gr.1	628	594	0	0	932
	Tx,A <sub>max</sub>	SLE freq.- ML max gr.1	628	986	0	0	1784
	Ty,A <sub>max</sub>	SLE freq.- N max gr.1	628	594	0	0	932
	Mxx <sub>max</sub>	SLE freq.- N max gr.1	628	594	0	0	932
	Myy <sub>max</sub>	SLE freq.- ML max gr.1	628	986	0	0	1784
SLE Q.P.		SLE quasi permanente	785	616	0	0	891
SLV	Nz,A <sub>max</sub>	SLV - N max	869	1176	51	110	2008
	Tx,A <sub>max</sub>	SLV - ML max gr.1	810	2483	51	110	4617
	Ty,A <sub>max</sub>	SLV - MT max gr.1	810	1176	169	366	2008
	Mxx <sub>max</sub>	SLV - MT max gr.1	810	1176	169	366	2008
	Myy <sub>max</sub>	SLV - ML max gr.1	810	2483	51	110	4617

**CARATTERISTICHE DELLA SOLLECITAZIONE  
INTERNA ALLA BASE DEL MURO FRONTALE**

			Nz,A [kN]	Tx,A [kN]	Ty,A [kN]	Mxx [kNm]	Myy [kNm]
SLU GEO	Nz,A <sub>max</sub>	A2 - SLU - N max gr.1	31766	7645	630	8104	31044
	Tx,A <sub>max</sub>	A2 - SLU - ML max gr.3	31766	9162	562	7417	41159
	Ty,A <sub>max</sub>	A2 - SLU - Vento ponte scarico	22602	6759	821	8213	22676
	Mxx <sub>max</sub>	A2 - SLU - Vento ponte scarico	22602	6759	821	8213	22676
	Myy <sub>max</sub>	A2 - SLU - ML max gr.3	31766	9162	562	7417	41159
SLU STR	Nz,A <sub>max</sub>	A1 - SLU - N max gr.1	40034	8818	728	9371	35940
	Tx,A <sub>max</sub>	A1 - SLU - ML max gr.3	40034	10520	648	8573	47341
	Ty,A <sub>max</sub>	A1 - SLU - Vento ponte scarico	29403	7786	948	9477	26218
	Mxx <sub>max</sub>	A1 - SLU - Vento ponte scarico	29403	7786	948	9477	26218
	Myy <sub>max</sub>	A1 - SLU - ML max gr.3	40034	10520	648	8573	47341
SLE RARA	Nz,A <sub>max</sub>	SLE rara - N max gr.1	28628	5952	489	6332	24468
	Tx,A <sub>max</sub>	SLE rara - ML max gr.3	28628	7159	434	5782	32470
	Ty,A <sub>max</sub>	SLE rara - N max gr.1	28628	5952	489	6332	24468
	Mxx <sub>max</sub>	SLE rara - N max gr.1	28628	5952	489	6332	24468
	Myy <sub>max</sub>	SLE rara - ML max gr.3	28628	7159	434	5782	32470
SLE FREQUENTE	Nz,A <sub>max</sub>	SLE freq.- N max gr.1	22903	5856	467	5824	25149
	Tx,A <sub>max</sub>	SLE freq.- ML max gr.1	22903	6014	467	5824	27376
	Ty,A <sub>max</sub>	SLE freq.- N max gr.1	22903	5856	467	5824	25149
	Mxx <sub>max</sub>	SLE freq.- N max gr.1	22903	5856	467	5824	25149
	Myy <sub>max</sub>	SLE freq.- ML max gr.1	22903	6014	467	5824	27376
SLE Q.P.		SLE quasi permanente	21297	3712	0	0	13145
SLV	Nz,A <sub>max</sub>	SLV - N max	25208	7841	1996	17126	33922
	Tx,A <sub>max</sub>	SLV - ML max gr.1	23497	16463	1996	17105	75716
	Ty,A <sub>max</sub>	SLV - MT max gr.1	23497	7841	6603	55808	33799
	Mxx <sub>max</sub>	SLV - MT max gr.1	23497	7841	6603	55808	33799
	Myy <sub>max</sub>	SLV - ML max gr.1	23497	16463	1996	17105	75716

**CARATTERISTICHE DELLA SOLLECITAZIONE  
INTERNA INTRADOSSO FONDAZIONE**

			Nz,A [kN]	Tx,A [kN]	Ty,A [kN]	Mxx [kNm]	Myy [kNm]
SLU GEO	Nz,A <sub>max</sub>	A2 - SLU - ML max gr.1	80946	11808	630	9995	11454
	Tx,A <sub>max</sub>	A2 - SLU - Vento ponte scarico	68344	16376	821	10677	11352
	Ty,A <sub>max</sub>	A2 - SLU - Vento ponte scarico	68344	16376	821	10677	11352
	Mxx <sub>max</sub>	A2 - SLU - Vento ponte scarico	68344	16376	821	10677	11352
	Myy <sub>max</sub>	A2 - SLU - N max gr.3	77508	16133	562	9101	39481
SLU STR	Nz,A <sub>max</sub>	A1 - SLU - ML max gr.1	101066	13622	728	11555	15675
	Tx,A <sub>max</sub>	A1 - SLU - Vento ponte scarico	86469	18883	948	12320	15391
	Ty,A <sub>max</sub>	A1 - SLU - Vento ponte scarico	86469	18883	948	12320	15391
	Mxx <sub>max</sub>	A1 - SLU - Vento ponte scarico	86469	18883	948	12320	15391
	Myy <sub>max</sub>	A1 - SLU - N max gr.3	97100	18563	648	10518	47597
SLE RARA	Nz,A <sub>max</sub>	SLE rara - ML max gr.1	71502	9154	489	7799	12639
	Tx,A <sub>max</sub>	SLE rara - Vento ponte scarico	61526	12583	379	4928	11438
	Ty,A <sub>max</sub>	SLE rara - N max gr.1	68858	11472	489	7799	25616
	Mxx <sub>max</sub>	SLE rara - N max gr.1	68858	11472	489	7799	25616
	Myy <sub>max</sub>	SLE rara - N max gr.3	68858	12522	434	7084	34541
SLE FREQUENTE	Nz,A <sub>max</sub>	SLE freq.- ML max gr.1	57730	8518	467	7225	17604
	Tx,A <sub>max</sub>	SLE freq.- Vento ponte scarico	37797	11265	0	0	-3329
	Ty,A <sub>max</sub>	SLE freq.- N max gr.1	55086	10836	467	7225	30581
	Mxx <sub>max</sub>	SLE freq.- N max gr.1	55086	10836	467	7225	30581
	Myy <sub>max</sub>	SLE freq.- N max gr.1	55086	10836	467	7225	30581
SLE Q.P.		SLE quasi permanente	61526	6416	0	0	-7586
SLV	Nz,A <sub>max</sub>	SLV - N max	67784	11012	6897	63492	30066
	Tx,A <sub>max</sub>	SLV - ML max gr.1	64430	20724	5260	43265	97873
	Ty,A <sub>max</sub>	SLV - MT max gr.1	64430	11012	15845	122651	28532
	Mxx <sub>max</sub>	SLV - MT max gr.1	64430	11012	15845	122651	28532
	Myy <sub>max</sub>	SLV - ML max gr.1	64430	20724	5260	43265	97873

#### 4.9.1 Paraghiaia

Viene verificata la sezione di incastro con lo spiccato del muro frontale. Nella determinazione dei momenti flettenti di verifica il muro paraghiaia viene considerato come una mensola incastrata allo spiccato del muro frontale, trascurando a favore di sicurezza gli effetti dovuti alla eventuale presenza dei muri di risvolto.

Caratteristiche della sezione :

Sezione rettangolare 60x1206 cm

Armatura verticale

$A_s = \phi 16/10 + \phi 16/10$  (lato controterra)

$A'_s = \phi 16/10$  (lato esterno)

Armatura orizzontale

$A_s = \phi 12/20 + \phi 12/20$

$A'_s = \phi 12/20$

Si prevede armatura a taglio costituita da spilli  $9\phi 10/m^2$

#### CARATTERISTICHE DI RESISTENZA DEI MATERIALI IMPIEGATI

CALCESTRUZZO -	Classe:	C32/40	
	Resis. compr. di progetto fcd:	18.8	MPa
	Resis. compr. ridotta fcd':	9.4	MPa
	Def.unit. max resistenza ec2:	0.0020	
	Def.unit. ultima ecu:	0.0035	
	Diagramma tensione-deformaz.:	Parabola-Rettangolo	
	Modulo Elastico Normale Ec:	33643.0	MPa
	Resis. media a trazione fctm:	3.10	MPa
	Coeff. Omogen. S.L.E.:	15.00	
	Sc limite S.L.E. comb. Rare:	18.3	MPa
	Sc limite S.L.E. comb. Frequenti:	18.3	MPa
	Ap.Fessure limite S.L.E. comb. Frequenti:	0.200	mm
	Sc limite S.L.E. comb. Q.Permanenti:	13.3	MPa
	Ap.Fess.limite S.L.E. comb. Q.Perm.:	0.200	mm
	ACCIAIO -	Tipo:	B450C
Resist. caratt. snervam. fyk:		450.0	MPa
Resist. caratt. rottura ftk:		450.0	MPa
Resist. snerv. di progetto fyd:		391.3	MPa
Resist. ultima di progetto ftd:		391.3	MPa
Deform. ultima di progetto Epu:		0.068	
Modulo Elastico Ef		2000000	daN/cm <sup>2</sup>
Diagramma tensione-deformaz.:		Bilineare finito	
Coeff. Aderenza istantaneo $\beta 1 * \beta 2$ :		1.00	
Coeff. Aderenza differito $\beta 1 * \beta 2$ :		0.50	
Sf limite S.L.E. Comb. Rare:	337.50	MPa	

Relazione di calcolo Spalla A

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IV01	00	D 09 CL	VI0704001	A	51 di 69

**CARATTERISTICHE DOMINIO CALCESTRUZZO**

Forma del Dominio: Poligonale  
Classe Calcestruzzo: C32/40

N°vertice:	X [cm]	Y [cm]
1	0.0	0.0
2	0.0	60.0
3	1206.0	60.0
4	1206.0	0.0

**DATI BARRE ISOLATE**

N°Barra	X [cm]	Y [cm]	DiamØ[mm]
1	7.0	7.0	16
2	7.0	53.0	16
3	1199.0	53.0	16
4	1199.0	7.0	16
5	7.0	15.0	16
6	1199.0	15.0	16

**DATI GENERAZIONI LINEARI DI BARRE**

N°Gen. Numero assegnato alla singola generazione lineare di barre  
N°Barra Ini. Numero della barra iniziale cui si riferisce la generazione  
N°Barra Fin. Numero della barra finale cui si riferisce la generazione  
N°Barre Numero di barre generate equidistanti cui si riferisce la generazione  
Ø Diametro in mm delle barre della generazione

N°Gen.	N°Barra Ini.	N°Barra Fin.	N°Barre	Ø
1	1	4	120	16
2	3	2	120	16
3	5	6	120	16

**CALCOLO DI RESISTENZA - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA**

N Sforzo normale [kN] applicato nel Baric. (+ se di compressione)  
Mx Momento flettente [daNm] intorno all'asse X di riferimento delle coordinate con verso positivo se tale da comprimere il lembo sup. della sez.  
Vy Componente del Taglio [kN] parallela all'asse Y di riferimento delle coordinate

N°Comb.	N	Mx	Vy
1	1060.00	2431.00	1605.00
2	1060.00	4630.00	2618.00
3	1060.00	2431.00	1605.00
4	1060.00	2431.00	1605.00
5	1060.00	4630.00	2618.00
6	869.00	2474.00	1390.00
7	810.00	6169.00	3198.00
8	810.00	2474.00	1390.00
9	810.00	2474.00	1390.00
10	810.00	6169.00	3198.00

Relazione di calcolo Spalla A

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IV01	00	D 09 CL	VI0704001	A	52 di 69

**COMB. RARE (S.L.E.) - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA**

N Sforzo normale [kN] applicato nel Baricentro (+ se di compressione)  
Mx Momento flettente [kNm] intorno all'asse X di riferimento (tra parentesi Mom.Fessurazione)  
con verso positivo se tale da comprimere il lembo superiore della sezione

N°Comb.	N	Mx	My
1	785.00	1621.00	214.00
2	785.00	3087.00	470.00
3	785.00	1621.00	0.00
4	785.00	1621.00	0.00
5	785.00	3087.00	0.00

**COMB. FREQUENTI (S.L.E.) - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA**

N Sforzo normale [kN] applicato nel Baricentro (+ se di compressione)  
Mx Momento flettente [kNm] intorno all'asse X di riferimento (tra parentesi Mom.Fessurazione)  
con verso positivo se tale da comprimere il lembo superiore della sezione

N°Comb.	N	Mx	My
1	628.00	1341.00 (2927.52)	178.00 (388.59)
2	628.00	2807.00 (2853.34)	433.00 (440.15)
3	628.00	1341.00 (2927.52)	0.00 (0.00)
4	628.00	1341.00 (2927.52)	0.00 (0.00)
5	628.00	2807.00 (2853.34)	0.00 (0.00)

**COMB. QUASI PERMANENTI (S.L.E.) - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA**

N Sforzo normale [kN] applicato nel Baricentro (+ se di compressione)  
Mx Momento flettente [kNm] intorno all'asse X di riferimento (tra parentesi Mom.Fessurazione)  
con verso positivo se tale da comprimere il lembo superiore della sezione

N°Comb.	N	Mx	My
1	785.00	1401.00 (2956.43)	183.00 (386.17)

**RISULTATI DEL CALCOLO**

**Sezione verificata per tutte le combinazioni assegnate**

**VERIFICHE DI RESISTENZA IN PRESSO-TENSO FLESSIONE ALLO STATO LIMITE ULTIMO**

Ver S = combinazione verificata / N = combin. non verificata  
N Sforzo normale assegnato [kN] nel baricentro B sezione cls.(positivo se di compressione)  
Mx Componente del momento assegnato [kNm] riferito all'asse x princ. d'inerzia  
N Res Sforzo normale resistente [kN] nel baricentro B sezione cls.(positivo se di compress.)  
Mx Res Momento flettente resistente [kNm] riferito all'asse x princ. d'inerzia  
Mis.Sic. Misura sicurezza = rapporto vettoriale tra (N r,Mx Res,My Res) e (N,Mx,My)  
Verifica positiva se tale rapporto risulta >=1.000  
As Totale Area totale barre longitudinali [cm²]. [Tra parentesi il valore minimo di normativa]

N°Comb	Ver	N	Mx	N Res	Mx Res	Mis.Sic.	As Totale
1	S	1060.00	2431.00	1060.07	8844.19	3.63	735.9(723.6)
2	S	1060.00	4630.00	1060.07	8844.19	1.91	735.9(723.6)

Relazione di calcolo Spalla A

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IV01	00	D 09 CL	VI0704001	A	53 di 69

3	S	1060.00	2431.00	1060.07	8844.19	3.63	735.9(723.6)
4	S	1060.00	2431.00	1060.07	8844.19	3.63	735.9(723.6)
5	S	1060.00	4630.00	1060.07	8844.19	1.91	735.9(723.6)
6	S	869.00	2474.00	868.78	8800.70	3.55	735.9(723.6)
7	S	810.00	6169.00	810.25	8787.39	1.42	735.9(723.6)
8	S	810.00	2474.00	810.25	8787.39	3.54	735.9(723.6)
9	S	810.00	2474.00	810.25	8787.39	3.54	735.9(723.6)
10	S	810.00	6169.00	810.25	8787.39	1.42	735.9(723.6)

**METODO AGLI STATI LIMITE ULTIMI - DEFORMAZIONI UNITARIE ALLO STATO ULTIMO**

ec max	Deform. unit. massima del calcestruzzo a compressione
	Deform. unit. massima del calcestruzzo a compressione
Xc max	Ascissa in cm della fibra corrisp. a ec max (sistema rif. X,Y,O sez.)
Yc max	Ordinata in cm della fibra corrisp. a ec max (sistema rif. X,Y,O sez.)
es min	Deform. unit. minima nell'acciaio (negativa se di trazione)
Xs min	Ascissa in cm della barra corrisp. a es min (sistema rif. X,Y,O sez.)
Ys min	Ordinata in cm della barra corrisp. a es min (sistema rif. X,Y,O sez.)
es max	Deform. unit. massima nell'acciaio (positiva se di compress.)
Xs max	Ascissa in cm della barra corrisp. a es max (sistema rif. X,Y,O sez.)
Ys max	Ordinata in cm della barra corrisp. a es max (sistema rif. X,Y,O sez.)

N°Comb	ec max	Xc max	Yc max	es min	Xs min	Ys min	es max	Xs max	Ys max
1	0.00350	0.0	60.0	0.00077	1199.0	53.0	-0.01717	7.0	7.0
2	0.00350	0.0	60.0	0.00077	1199.0	53.0	-0.01717	7.0	7.0
3	0.00350	0.0	60.0	0.00077	1199.0	53.0	-0.01717	7.0	7.0
4	0.00350	0.0	60.0	0.00077	1199.0	53.0	-0.01717	7.0	7.0
5	0.00350	0.0	60.0	0.00077	1199.0	53.0	-0.01717	7.0	7.0
6	0.00350	0.0	60.0	0.00075	1199.0	53.0	-0.01730	7.0	7.0
7	0.00350	0.0	60.0	0.00075	1199.0	53.0	-0.01734	7.0	7.0
8	0.00350	0.0	60.0	0.00075	1199.0	53.0	-0.01734	7.0	7.0
9	0.00350	0.0	60.0	0.00075	1199.0	53.0	-0.01734	7.0	7.0
10	0.00350	0.0	60.0	0.00075	1199.0	53.0	-0.01734	7.0	7.0

**POSIZIONE ASSE NEUTRO PER OGNI COMB. DI RESISTENZA**

a, b, c	Coeff. a, b, c nell'eq. dell'asse neutro $aX+bY+c=0$ nel rif. X,Y,O gen.
x/d	Rapp. di duttilità (travi e solette) [§ 4.1.2.1.2.1 NTC]: deve essere < 0.45
C.Rid.	Coeff. di riduz. momenti per sola flessione in travi continue

N°Comb	a	b	c	x/d	C.Rid.
1	0.000000000	0.000390015	-0.019900885	----	----
2	0.000000000	0.000390015	-0.019900885	----	----
3	0.000000000	0.000390015	-0.019900885	----	----
4	0.000000000	0.000390015	-0.019900885	----	----
5	0.000000000	0.000390015	-0.019900885	----	----
6	0.000000000	0.000392488	-0.020049276	----	----
7	0.000000000	0.000393241	-0.020094439	----	----
8	0.000000000	0.000393241	-0.020094439	----	----
9	0.000000000	0.000393241	-0.020094439	----	----
10	0.000000000	0.000393241	-0.020094439	----	----

**VERIFICHE A TAGLIO E DUTTILITA'**

Ver	S = comb. verificata a taglio / N = comb. non verificata
Ved	Taglio di progetto [kN] = $V_y$ ortogonale all'asse neutro
Vcd	Taglio compressione resistente [kN] lato calcestruzzo [formula (4.1.28)NTC]

Relazione di calcolo Spalla A

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IV01	00	D 09 CL	VI0704001	A	54 di 69

Vwd	Taglio resistente [kN] assorbito dalle staffe [(4.1.18) NTC]
d   z	Altezza utile media pesata sezione ortogonale all'asse neutro   Braccio coppia interna [cm] La resistenza dei pilastri è calcolata assumendo il valore di z (coppia interna) I pesi della media sono le lunghezze delle strisce. (Sono escluse le strisce totalmente non compresse).
bw	Larghezza media resistente a taglio [cm] misurate parallel. all'asse neutro E' data dal rapporto tra l'area delle sopradette strisce resistenti e Dmed.
Ctg	Cotangente dell'angolo di inclinazione dei puntoni di calcestruzzo
Acw	Coefficiente maggiorativo della resistenza a taglio per compressione
Ast	Area staffe+legature strettam. necessarie a taglio per metro di pil.[cm <sup>2</sup> /m]
A.Eff	Area staffe+legature efficaci nella direzione del taglio di combinaz.[cm <sup>2</sup> /m] Tra parentesi è indicata la quota dell'area relativa alle sole legature. L'area della legatura è ridotta col fattore L/d_max con L=lungh.legat.proietta- ta sulla direz. del taglio e d_max= massima altezza utile nella direz.del taglio.
Alfa	Coeff. di riduzione (efficienza) dell'armatura di confinamento [(7.4.29)NTC-(5.15)EC8]
Owd	Rapporto meccanico di armatura staffe nella sola direzione del taglio di cui al primo membro della (7.4.29)NTC (tra parentesi vi è il 1/2 del rapporto meccanico minimo di normativa riferito quindi alla sola dir. del taglio)

N°Comb	Ver	Ved	Vcd	Vwd	d   z	bw	Ctg	Acw	Ast	A.Eff	Alfa	Owd
1	S	1605.00	19465.54	12654.26	56.4 49.4	1206.0	2.500	1.008	33.2	261.8(0.0)	0.099	0.046(0.040)
2	S	2618.00	19465.54	12654.26	56.4 49.4	1206.0	2.500	1.008	54.2	261.8(0.0)	0.099	0.046(0.040)
3	S	1605.00	19465.54	12654.26	56.4 49.4	1206.0	2.500	1.008	33.2	261.8(0.0)	0.099	0.046(0.040)
4	S	1605.00	19465.54	12654.26	56.4 49.4	1206.0	2.500	1.008	33.2	261.8(0.0)	0.099	0.046(0.040)
5	S	2618.00	19465.54	12654.26	56.4 49.4	1206.0	2.500	1.008	54.2	261.8(0.0)	0.099	0.046(0.040)
6	S	1390.00	19447.32	12660.05	56.4 49.4	1206.0	2.500	1.006	28.7	261.8(0.0)	0.099	0.046(0.040)
7	S	3198.00	19441.62	12661.80	56.4 49.4	1206.0	2.500	1.006	66.1	261.8(0.0)	0.099	0.046(0.040)
8	S	1390.00	19441.62	12661.80	56.4 49.4	1206.0	2.500	1.006	28.7	261.8(0.0)	0.099	0.046(0.040)
9	S	1390.00	19441.62	12661.80	56.4 49.4	1206.0	2.500	1.006	28.7	261.8(0.0)	0.099	0.046(0.040)
10	S	3198.00	19441.62	12661.80	56.4 49.4	1206.0	2.500	1.006	66.1	261.8(0.0)	0.099	0.046(0.040)

COMBINAZIONI RARE IN ESERCIZIO - MASSIME TENSIONI NORMALI ED APERTURA FESSURE (NTC/EC2)

Ver	S = comb. verificata/ N = comb. non verificata
Sc max	Massima tensione (positiva se di compressione) nel calcestruzzo [MPa]
Xc max, Yc max	Ascissa, Ordinata [cm] del punto corrisp. a Sc max (sistema rif. X,Y,O)
Ss min	Minima tensione (negativa se di trazione) nell'acciaio [MPa]
Xs min, Ys min	Ascissa, Ordinata [cm] della barra corrisp. a Ss min (sistema rif. X,Y,O)
Ac eff.	Area di calcestruzzo [cm <sup>2</sup> ] in zona tesa considerata aderente alle barre
As eff.	Area barre [cm <sup>2</sup> ] in zona tesa considerate efficaci per l'apertura delle fessure

N°Comb	Ver	Sc max	Xc max	Yc max	Ss min	Xs min	Ys min	Ac eff.	As eff.
1	S	2.95	0.0	60.0	-77.3	7.0	7.0	16281	245.3
2	S	5.56	0.0	60.0	-154.9	16.9	7.0	16884	245.3
3	S	2.95	0.0	60.0	-77.3	7.0	7.0	16281	245.3
4	S	2.95	0.0	60.0	-77.3	7.0	7.0	16281	245.3
5	S	5.56	0.0	60.0	-154.9	16.9	7.0	16884	245.3

COMBINAZIONI RARE IN ESERCIZIO - APERTURA FESSURE [§ 7.3.4 EC2]

Ver.	La sezione viene assunta sempre fessurata anche nel caso in cui la trazione minima del calcestruzzo sia inferiore a fctm
e1	Esito della verifica
e2	Massima deformazione unitaria di trazione nel calcestruzzo (trazione -) valutata in sezione fessurata
k1	Minima deformazione unitaria di trazione nel calcestruzzo (trazione -) valutata in sezione fessurata = 0.8 per barre ad aderenza migliorata [eq.(7.11)EC2]
kt	= 0.4 per comb. quasi permanenti / = 0.6 per comb.frequenti [cfr. eq.(7.9)EC2]
k2	= 0.5 per flessione; =(e1 + e2)/(2*e1) per trazione eccentrica [eq.(7.13)EC2]
k3	= 3.400 Coeff. in eq.(7.11) come da annessi nazionali
k4	= 0.425 Coeff. in eq.(7.11) come da annessi nazionali
Ø	Diametro [mm] equivalente delle barre tese comprese nell'area efficace Ac eff [eq.(7.11)EC2]
Cf	Copriferro [mm] netto calcolato con riferimento alla barra più tesa
e sm - e cm	Differenza tra le deformazioni medie di acciaio e calcestruzzo [(7.8)EC2 e (C4.1.7)NTC]

Relazione di calcolo Spalla A

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IV01	00	D 09 CL	VI0704001	A	55 di 69

sr max	Tra parentesi: valore minimo = 0.6 Smax / Es [(7.9)EC2 e (C4.1.8)NTC]
wk	Massima distanza tra le fessure [mm]
Mx fess.	Apertura fessure in mm calcolata = sr max*(e_sm - e_cm) [(7.8)EC2 e (C4.1.7)NTC]. Valore limite tra parentesi
My fess.	Componente momento di prima fessurazione intorno all'asse X [kNm]
	Componente momento di prima fessurazione intorno all'asse Y [kNm]

Comb.	Ver	e1	e2	k2	Ø	Cf	e sm - e cm	sr max	wk	Mx fess	My fess
1	S	-0.00047	0.00000	0.500	16.0	62	0.00023 (0.00023)	391	0.091 (0.20)	2932.49	387.14
2	S	-0.00093	0.00000	0.500	16.0	62	0.00046 (0.00046)	398	0.185 (0.20)	2862.41	435.81
3	S	-0.00047	0.00000	0.500	16.0	62	0.00023 (0.00023)	391	0.091 (0.20)	2932.49	0.00
4	S	-0.00047	0.00000	0.500	16.0	62	0.00023 (0.00023)	391	0.091 (0.20)	2932.49	0.00
5	S	-0.00093	0.00000	0.500	16.0	62	0.00046 (0.00046)	398	0.185 (0.20)	2862.41	0.00

**COMBINAZIONI FREQUENTI IN ESERCIZIO - MASSIME TENSIONI NORMALI ED APERTURA FESSURE (NTC/EC2)**

N°Comb	Ver	Sc max	Xc max	Yc max	Ss min	Xs min	Ys min	Ac eff.	As eff.
1	S	2.44	0.0	60.0	-64.1	36.6	7.0	16281	245.3
2	S	5.05	0.0	60.0	-141.8	36.6	7.0	16884	245.3
3	S	2.44	0.0	60.0	-64.1	36.6	7.0	16281	245.3
4	S	2.44	0.0	60.0	-64.1	36.6	7.0	16281	245.3
5	S	5.05	0.0	60.0	-141.8	36.6	7.0	16884	245.3

**COMBINAZIONI FREQUENTI IN ESERCIZIO - APERTURA FESSURE [§ 7.3.4 EC2]**

Comb.	Ver	e1	e2	k2	Ø	Cf	e sm - e cm	sr max	wk	Mx fess	My fess
1	S	-0.00039	0.00000	0.500	16.0	62	0.00019 (0.00019)	391	0.075 (0.20)	2927.52	388.59
2	S	-0.00085	0.00000	0.500	16.0	62	0.00043 (0.00043)	398	0.169 (0.20)	2853.34	440.15
3	S	-0.00039	0.00000	0.500	16.0	62	0.00019 (0.00019)	391	0.075 (0.20)	2927.52	0.00
4	S	-0.00039	0.00000	0.500	16.0	62	0.00019 (0.00019)	391	0.075 (0.20)	2927.52	0.00
5	S	-0.00085	0.00000	0.500	16.0	62	0.00043 (0.00043)	398	0.169 (0.20)	2853.34	0.00

**COMBINAZIONI QUASI PERMANENTI IN ESERCIZIO - MASSIME TENSIONI NORMALI ED APERTURA FESSURE (NTC/EC2)**

N°Comb	Ver	Sc max	Xc max	Yc max	Ss min	Xs min	Ys min	Ac eff.	As eff.
1	S	2.56	0.0	60.0	-65.6	7.0	7.0	16281	245.3

**COMBINAZIONI QUASI PERMANENTI IN ESERCIZIO - APERTURA FESSURE [§ 7.3.4 EC2]**

Comb.	Ver	e1	e2	k2	Ø	Cf	e sm - e cm	sr max	wk	Mx fess	My fess
1	S	-0.00040	0.00000	0.500	16.0	62	0.00020 (0.00020)	391	0.077 (0.20)	2956.43	386.17

**4.9.2 Muro frontale**

Viene verificata la sezione di incastro con la platea di fondazione. Nella determinazione dei momenti flettenti di verifica il muro frontale viene considerato come una mensola incastrata nella platea di fondazione, trascurando a favore di sicurezza gli effetti dovuti alla eventuale presenza dei muri di risvolto.

Caratteristiche della sezione :

Sezione rettangolare 325x1370 cm

Relazione di calcolo Spalla A

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IV01	00	D 09 CL	VI0704001	A	56 di 69

*Armatura verticale*

$$A_s = \phi 28/10 + \phi 28/10 + \phi 28/10 \text{ (lato controterra)}$$

$$A'_s = \phi 28/10 + \phi 28/10 + \phi 28/20 \text{ (lato esterno)}$$

*Armatura orizzontale*

$$A_s = \phi 24/20 + \phi 24/20 + \phi 24/20 \text{ (lato controterra)}$$

$$A'_s = \phi 24/20 + \phi 24/20 + \phi 24/20 \text{ (lato esterno)}$$

*Spilli 9Ø10/mq (armatura equivalente del codice di calcolo)*

**CARATTERISTICHE DI RESISTENZA DEI MATERIALI IMPIEGATI**

CALCESTRUZZO -	Classe:	C32/40
	Resis. compr. di progetto fcd:	18.8 MPa
	Resis. compr. ridotta fcd':	9.4 MPa
	Def.unit. max resistenza ec2:	0.0020
	Def.unit. ultima ecu:	0.0035
	Diagramma tensione-deformaz.:	Parabola-Rettangolo
	Modulo Elastico Normale Ec:	33643.0 MPa
	Resis. media a trazione fctm:	3.10 MPa
	Coeff. Omogen. S.L.E.:	15.00
	Sc limite S.L.E. comb. Rare:	18.3 MPa
	Sc limite S.L.E. comb. Frequenti:	18.3 MPa
	Ap.Fessure limite S.L.E. comb. Frequenti:	0.200 mm
	Sc limite S.L.E. comb. Q.Permanenti:	13.3 MPa
Ap.Fess.limite S.L.E. comb. Q.Perm.:	0.200 mm	
ACCIAIO -	Tipo:	B450C
	Resist. caratt. snervam. fyk:	450.0 MPa
	Resist. caratt. rottura ftk:	450.0 MPa
	Resist. snerv. di progetto fyd:	391.3 MPa
	Resist. ultima di progetto ftd:	391.3 MPa
	Deform. ultima di progetto Epu:	0.068
	Modulo Elastico Ef	2000000 daN/cm <sup>2</sup>
	Diagramma tensione-deformaz.:	Bilineare finito
	Coeff. Aderenza istantaneo β1*β2 :	1.00
	Coeff. Aderenza differito β1*β2 :	0.50
Sf limite S.L.E. Comb. Rare:	337.50 MPa	

**CARATTERISTICHE DOMINIO CALCESTRUZZO**

Forma del Dominio:	Poligonale
Classe Calcestruzzo:	C32/40

N°vertice:	X [cm]	Y [cm]
1	0.0	0.0
2	0.0	325.0
3	1370.0	325.0
4	1370.0	0.0

Relazione di calcolo Spalla A

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IV01	00	D 09 CL	VI0704001	A	57 di 69

**DATI BARRE ISOLATE**

N°Barra	X [cm]	Y [cm]	DiamØ[mm]
1	8.8	8.8	28
2	8.8	316.2	28
3	1361.2	316.2	28
4	1361.2	8.8	28
5	8.8	19.0	28
6	1361.2	19.0	28
7	8.8	305.6	28
8	1361.2	305.6	28
9	8.8	30.0	28
10	1361.2	30.0	28
11	8.8	295.0	28
12	1361.2	295.0	28

**DATI GENERAZIONI LINEARI DI BARRE**

N°Gen. Numero assegnato alla singola generazione lineare di barre  
 N°Barra Ini. Numero della barra iniziale cui si riferisce la generazione  
 N°Barra Fin. Numero della barra finale cui si riferisce la generazione  
 N°Barre Numero di barre generate equidistanti cui si riferisce la generazione  
 Ø Diametro in mm delle barre della generazione

N°Gen.	N°Barra Ini.	N°Barra Fin.	N°Barre	Ø
1	1	4	135	28
2	2	3	135	28
3	5	6	135	28
4	7	8	135	28
5	9	10	135	28
6	12	11	67	28

**CALCOLO DI RESISTENZA - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA**

N Sforzo normale [kN] applicato nel Baric. (+ se di compressione)  
 Mx Momento flettente [daNm] intorno all'asse X di riferimento delle coordinate  
 con verso positivo se tale da comprimere il lembo sup. della sez.  
 Vy Componente del Taglio [kN] parallela all'asse Y di riferimento delle coordinate

N°Comb.	N	Mx	Vy
1	40034.00	45654.00	11938.00
2	40034.00	61323.00	14554.00
3	29403.00	35932.00	10906.00
4	29403.00	35932.00	10906.00
5	40034.00	61323.00	14554.00
6	25208.00	36371.00	8366.00
7	23497.00	83879.00	18211.00
8	23497.00	36248.00	8366.00
9	23497.00	36248.00	8366.00
10	23497.00	83879.00	18211.00

Relazione di calcolo Spalla A

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IV01	00	D 09 CL	VI0704001	A	58 di 69

**COMB. RARE (S.L.E.) - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA**

N Sforzo normale [kN] applicato nel Baricentro (+ se di compressione)  
Mx Momento flettente [kNm] intorno all'asse X di riferimento (tra parentesi Mom.Fessurazione)  
con verso positivo se tale da comprimere il lembo superiore della sezione

N°Comb.	N	Mx	My
1	28628.00	30944.00	7762.00
2	28628.00	41791.00	12346.00
3	28628.00	30944.00	0.00
4	28628.00	30944.00	0.00
5	28628.00	41791.00	0.00

**COMB. FREQUENTI (S.L.E.) - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA**

N Sforzo normale [kN] applicato nel Baricentro (+ se di compressione)  
Mx Momento flettente [kNm] intorno all'asse X di riferimento (tra parentesi Mom.Fessurazione)  
con verso positivo se tale da comprimere il lembo superiore della sezione

N°Comb.	N	Mx	My
1	22903.00	30330.00 (197909.76)	15455.00 (100847.19)
2	22903.00	35402.00 (175021.20)	15455.00 (76406.78)
3	22903.00	30330.00 (197909.76)	0.00 (0.00)
4	22903.00	30330.00 (197909.76)	0.00 (0.00)
5	22903.00	35402.00 (175021.20)	0.00 (0.00)

**COMB. QUASI PERMANENTI (S.L.E.) - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA**

N Sforzo normale [kN] applicato nel Baricentro (+ se di compressione)  
Mx Momento flettente [kNm] intorno all'asse X di riferimento (tra parentesi Mom.Fessurazione)  
con verso positivo se tale da comprimere il lembo superiore della sezione

N°Comb.	N	Mx	My
1	21297.00	19620.00 (329479.09)	3559.00 (59766.36)

**RISULTATI DEL CALCOLO**

Sezione verificata per tutte le combinazioni assegnate

**VERIFICHE DI RESISTENZA IN PRESSO-TENSO FLESSIONE ALLO STATO LIMITE ULTIMO**

Ver S = combinazione verificata / N = combin. non verificata  
N Sforzo normale assegnato [kN] nel baricentro B sezione cls.(positivo se di compressione)  
Mx Componente del momento assegnato [kNm] riferito all'asse x princ. d'inerzia  
N Res Sforzo normale resistente [kN] nel baricentro B sezione cls.(positivo se di compress.)  
Mx Res Momento flettente resistente [kNm] riferito all'asse x princ. d'inerzia  
Mis.Sic. Misura sicurezza = rapporto vettoriale tra (N r,Mx Res,My Res) e (N,Mx,My)  
Verifica positiva se tale rapporto risulta  $\geq 1.000$   
As Totale Area totale barre longitudinali [cm<sup>2</sup>]. [Tra parentesi il valore minimo di normativa]

Relazione di calcolo Spalla A

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IV01	00	D 09 CL	VI0704001	A	59 di 69

N°Comb	Ver	N	Mx	N Res	Mx Res	Mis.Sic.	As Totale
1	S	40034.00	45654.00	40033.91	347227.94	7.48	4642.8(4452.5)
2	S	40034.00	61323.00	40033.91	347227.94	5.60	4642.8(4452.5)
3	S	29403.00	35932.00	29403.00	332768.20	9.12	4642.8(4452.5)
4	S	29403.00	35932.00	29403.00	332768.20	9.12	4642.8(4452.5)
5	S	40034.00	61323.00	40033.91	347227.94	5.60	4642.8(4452.5)
6	S	25208.00	36371.00	25208.29	327023.08	8.87	4642.8(4452.5)
7	S	23497.00	83879.00	23496.93	324673.19	3.85	4642.8(4452.5)
8	S	23497.00	36248.00	23496.93	324673.19	8.85	4642.8(4452.5)
9	S	23497.00	36248.00	23496.93	324673.19	8.85	4642.8(4452.5)
10	S	23497.00	83879.00	23496.93	324673.19	3.85	4642.8(4452.5)

METODO AGLI STATI LIMITE ULTIMI - DEFORMAZIONI UNITARIE ALLO STATO ULTIMO

ec max	Deform. unit. massima del calcestruzzo a compressione
Xc max	Deform. unit. massima del calcestruzzo a compressione
Yc max	Ascissa in cm della fibra corrisp. a ec max (sistema rif. X,Y,O sez.)
es min	Ordinata in cm della fibra corrisp. a ec max (sistema rif. X,Y,O sez.)
Xs min	Deform. unit. minima nell'acciaio (negativa se di trazione)
Ys min	Ascissa in cm della barra corrisp. a es min (sistema rif. X,Y,O sez.)
es max	Ordinata in cm della barra corrisp. a es min (sistema rif. X,Y,O sez.)
Xs max	Deform. unit. massima nell'acciaio (positiva se di compress.)
Ys max	Ascissa in cm della barra corrisp. a es max (sistema rif. X,Y,O sez.)
	Ordinata in cm della barra corrisp. a es max (sistema rif. X,Y,O sez.)

N°Comb	ec max	Xc max	Yc max	es min	Xs min	Ys min	es max	Xs max	Ys max
1	0.00350	0.0	325.0	0.00264	8.8	316.2	-0.02752	8.8	8.8
2	0.00350	0.0	325.0	0.00264	8.8	316.2	-0.02752	8.8	8.8
3	0.00350	0.0	325.0	0.00256	8.8	316.2	-0.03015	8.8	8.8
4	0.00350	0.0	325.0	0.00256	8.8	316.2	-0.03015	8.8	8.8
5	0.00350	0.0	325.0	0.00264	8.8	316.2	-0.02752	8.8	8.8
6	0.00350	0.0	325.0	0.00253	8.8	316.2	-0.03124	8.8	8.8
7	0.00350	0.0	325.0	0.00252	8.8	316.2	-0.03170	8.8	8.8
8	0.00350	0.0	325.0	0.00252	8.8	316.2	-0.03170	8.8	8.8
9	0.00350	0.0	325.0	0.00252	8.8	316.2	-0.03170	8.8	8.8
10	0.00350	0.0	325.0	0.00252	8.8	316.2	-0.03170	8.8	8.8

POSIZIONE ASSE NEUTRO PER OGNI COMB. DI RESISTENZA

a, b, c	Coeff. a, b, c nell'eq. dell'asse neutro $aX+bY+c=0$ nel rif. X,Y,O gen.
x/d	Rapp. di duttilità (travi e solette)[§ 4.1.2.1.2.1 NTC]: deve essere < 0.45
C.Rid.	Coeff. di riduz. momenti per sola flessione in travi continue

N°Comb	a	b	c	x/d	C.Rid.
1	0.000000000	0.000098107	-0.028384821	----	----
2	0.000000000	0.000098107	-0.028384821	----	----
3	0.000000000	0.000106406	-0.031082029	----	----
4	0.000000000	0.000106406	-0.031082029	----	----
5	0.000000000	0.000098107	-0.028384821	----	----
6	0.000000000	0.000109882	-0.032211719	----	----
7	0.000000000	0.000111336	-0.032684267	----	----
8	0.000000000	0.000111336	-0.032684267	----	----
9	0.000000000	0.000111336	-0.032684267	----	----
10	0.000000000	0.000111336	-0.032684267	----	----

Relazione di calcolo Spalla A

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IV01	00	D 09 CL	VI0704001	A	60 di 69

**VERIFICHE A TAGLIO E DUTTILITA'**

Ver	S = comb. verificata a taglio / N = comb. non verificata
Ved	Taglio di progetto [kN] = $V_y$ ortogonale all'asse neutro
Vcd	Taglio compressione resistente [kN] lato calcestruzzo [formula (4.1.28)NTC]
Vwd	Taglio resistente [kN] assorbito dalle staffe [(4.1.18) NTC]
d   z	Altezza utile media pesata sezione ortogonale all'asse neutro   Braccio coppia interna [cm] La resistenza dei pilastri è calcolata assumendo il valore di z (coppia interna)) I pesi della media sono le lunghezze delle strisce. (Sono escluse le strisce totalmente non compresse).
bw	Larghezza media resistente a taglio [cm] misurate parallel. all'asse neutro E' data dal rapporto tra l'area delle sopradette strisce resistenti e Dmed.
Ctg	Cotangente dell'angolo di inclinazione dei puntoni di calcestruzzo
Acw	Coefficiente maggiorativo della resistenza a taglio per compressione
Ast	Area staffe+legature strettam. necessarie a taglio per metro di pil.[cm <sup>2</sup> /m]
A.Eff	Area staffe+legature efficaci nella direzione del taglio di combinaz.[cm <sup>2</sup> /m] Tra parentesi è indicata la quota dell'area relativa alle sole legature. L'area della legatura è ridotta col fattore L/d_max con L=lungh.legat.proietta- ta sulla direz. del taglio e d_max= massima altezza utile nella direz.del taglio.
Alfa	Coeff. di riduzione (efficienza) dell'armatura di confinamento [(7.4.29)NTC-(5.15)EC8]
Owd	Rapporto meccanico di armatura staffe nella sola direzione del taglio di cui al primo membro della (7.4.29)NTC (tra parentesi vi è il 1/2 del rapporto meccanico minimo di normativa riferito quindi alla sola dir. del taglio)

N°Comb	Ver	Ved	Vcd	Vwd	d   z	bw	Ctg	Acw	Ast	A.Eff	Alfa	Owd
1	S	11938.00	140490.14	92791.00316.2	301.9	1370.0	2.500	1.048	40.4	314.2(0.0)	0.100	0.048(0.040)
2	S	14554.00	140490.14	92791.00316.2	301.9	1370.0	2.500	1.048	49.3	314.2(0.0)	0.100	0.048(0.040)
3	S	10906.00	139298.92	93133.05316.2	303.0	1370.0	2.500	1.035	36.8	314.2(0.0)	0.100	0.048(0.040)
4	S	10906.00	139298.92	93133.05316.2	303.0	1370.0	2.500	1.035	36.8	314.2(0.0)	0.100	0.048(0.040)
5	S	14554.00	140490.14	92791.00316.2	301.9	1370.0	2.500	1.048	49.3	314.2(0.0)	0.100	0.048(0.040)
6	S	8366.00	138814.90	93260.96316.2	303.5	1370.0	2.500	1.030	28.2	314.2(0.0)	0.100	0.048(0.040)
7	S	18211.00	138615.42	93312.09316.2	303.6	1370.0	2.500	1.028	61.3	314.2(0.0)	0.100	0.048(0.040)
8	S	8366.00	138615.42	93312.09316.2	303.6	1370.0	2.500	1.028	28.2	314.2(0.0)	0.100	0.048(0.040)
9	S	8366.00	138615.42	93312.09316.2	303.6	1370.0	2.500	1.028	28.2	314.2(0.0)	0.100	0.048(0.040)
10	S	18211.00	138615.42	93312.09316.2	303.6	1370.0	2.500	1.028	61.3	314.2(0.0)	0.100	0.048(0.040)

**COMBINAZIONI RARE IN ESERCIZIO - MASSIME TENSIONI NORMALI ED APERTURA FESSURE (NTC/EC2)**

Ver	S = comb. verificata/ N = comb. non verificata
Sc max	Massima tensione (positiva se di compressione) nel calcestruzzo [MPa]
Xc max, Yc max	Ascissa, Ordinata [cm] del punto corrisp. a Sc max (sistema rif. X,Y,O)
Ss min	Minima tensione (negativa se di trazione) nell'acciaio [MPa]
Xs min, Ys min	Ascissa, Ordinata [cm] della barra corrisp. a Ss min (sistema rif. X,Y,O)
Ac eff.	Area di calcestruzzo [cm <sup>2</sup> ] in zona tesa considerata aderente alle barre
As eff.	Area barre [cm <sup>2</sup> ] in zona tesa considerate efficaci per l'apertura delle fessure

N°Comb	Ver	Sc max	Xc max	Yc max	Ss min	Xs min	Ys min	Ac eff.	As eff.
1	S	1.59	0.0	325.0	-8.1	48.6	8.8	40415	1687.2
2	S	2.05	0.0	325.0	-19.5	58.5	8.8	60280	2530.7
3	S	1.59	0.0	325.0	-8.1	48.6	8.8	40415	1687.2
4	S	1.59	0.0	325.0	-8.1	48.6	8.8	40415	1687.2
5	S	2.05	0.0	325.0	-19.5	58.5	8.8	60280	2530.7

**COMBINAZIONI RARE IN ESERCIZIO - APERTURA FESSURE [§ 7.3.4 EC2]**

Ver.	La sezione viene assunta sempre fessurata anche nel caso in cui la trazione minima del calcestruzzo sia inferiore a $f_{ctm}$ Esito della verifica
e1	Massima deformazione unitaria di trazione nel calcestruzzo (trazione -) valutata in sezione fessurata
e2	Minima deformazione unitaria di trazione nel calcestruzzo (trazione -) valutata in sezione fessurata
k1	= 0.8 per barre ad aderenza migliorata [eq.(7.11)EC2]
kt	= 0.4 per comb. quasi permanenti / = 0.6 per comb.frequenti [cfr. eq.(7.9)EC2]
k2	= 0.5 per flessione; =(e1 + e2)/(2*e1) per trazione eccentrica [eq.(7.13)EC2]

Relazione di calcolo Spalla A

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IV01	00	D 09 CL	VI0704001	A	61 di 69

k3	= 3.400 Coeff. in eq.(7.11) come da annessi nazionali
k4	= 0.425 Coeff. in eq.(7.11) come da annessi nazionali
Ø	Diametro [mm] equivalente delle barre tese comprese nell'area efficace Ac eff [eq.(7.11)EC2]
Cf	Copriferro [mm] netto calcolato con riferimento alla barra più tesa
e sm - e cm	Differenza tra le deformazioni medie di acciaio e calcestruzzo [(7.8)EC2 e (C4.1.7)NTC] Tra parentesi: valore minimo = 0.6 Smax / Es [(7.9)EC2 e (C4.1.8)NTC]
sr max	Massima distanza tra le fessure [mm]
wk	Apertura fessure in mm calcolata = sr max*(e_sm - e_cm) [(7.8)EC2 e (C4.1.7)NTC]. Valore limite tra parentesi
Mx fess.	Componente momento di prima fessurazione intorno all'asse X [kNm]
My fess.	Componente momento di prima fessurazione intorno all'asse Y [kNm]

Comb.	Ver	e1	e2	k2	Ø	Cf	e sm - e cm	sr max	wk	Mx fess	My fess
1	S	-0.00004	0.00000	0.500	28.0	74	0.00002 (0.00002)	366	0.009 (0.20)	249109.47	62486.68
2	S	-0.00010	0.00000	0.500	28.0	74	0.00006 (0.00006)	365	0.021 (0.20)	182449.68	53899.73
3	S	-0.00004	0.00000	0.500	28.0	74	0.00002 (0.00002)	366	0.009 (0.20)	249109.47	0.00
4	S	-0.00004	0.00000	0.500	28.0	74	0.00002 (0.00002)	366	0.009 (0.20)	249109.47	0.00
5	S	-0.00010	0.00000	0.500	28.0	74	0.00006 (0.00006)	365	0.021 (0.20)	182449.68	0.00

**COMBINAZIONI FREQUENTI IN ESERCIZIO - MASSIME TENSIONI NORMALI ED APERTURA FESSURE (NTC/EC2)**

N°Comb	Ver	Sc max	Xc max	Yc max	Ss min	Xs min	Ys min	Ac eff.	As eff.
1	S	1.51	0.0	325.0	-12.1	68.5	8.8	54115	2530.7
2	S	1.73	0.0	325.0	-18.0	98.3	8.8	63020	2530.7
3	S	1.51	0.0	325.0	-12.1	68.5	8.8	54115	2530.7
4	S	1.51	0.0	325.0	-12.1	68.5	8.8	54115	2530.7
5	S	1.73	0.0	325.0	-18.0	98.3	8.8	63020	2530.7

**COMBINAZIONI FREQUENTI IN ESERCIZIO - APERTURA FESSURE [§ 7.3.4 EC2]**

Comb.	Ver	e1	e2	k2	Ø	Cf	e sm - e cm	sr max	wk	Mx fess	My fess
1	S	-0.00007	0.00000	0.500	28.0	74	0.00004 (0.00004)	353	0.013 (0.20)	197909.76	100847.19
2	S	-0.00010	0.00000	0.500	28.0	74	0.00005 (0.00005)	370	0.020 (0.20)	175021.20	76406.78
3	S	-0.00007	0.00000	0.500	28.0	74	0.00004 (0.00004)	353	0.013 (0.20)	197909.76	0.00
4	S	-0.00007	0.00000	0.500	28.0	74	0.00004 (0.00004)	353	0.013 (0.20)	197909.76	0.00
5	S	-0.00010	0.00000	0.500	28.0	74	0.00005 (0.00005)	370	0.020 (0.20)	175021.20	0.00

**COMBINAZIONI QUASI PERMANENTI IN ESERCIZIO - MASSIME TENSIONI NORMALI ED APERTURA FESSURE (NTC/EC2)**

N°Comb	Ver	Sc max	Xc max	Yc max	Ss min	Xs min	Ys min	Ac eff.	As eff.
1	S	1.05	0.0	325.0	-3.2	38.6	8.8	28770	1687.2

**COMBINAZIONI QUASI PERMANENTI IN ESERCIZIO - APERTURA FESSURE [§ 7.3.4 EC2]**

Comb.	Ver	e1	e2	k2	Ø	Cf	e sm - e cm	sr max	wk	Mx fess	My fess
1	S	-0.00002	0.00000	0.500	28.0	74	0.00001 (0.00001)	333	0.003 (0.20)	329479.09	59766.36

#### 4.9.3 Muro andatore

In questo paragrafo si riporta il calcolo dei muri laterali della spalla. Tali muri sono sollecitati essenzialmente dalle spinte del terreno di riempimento all'interno della spalla e dei sovraccarichi presenti su di esso in condizioni statiche e sismiche.

Nel caso della spalla in esame i muri laterali hanno dimensioni diverse. Si è deciso di analizzare il muro con lunghezza minore dato che quello con dimensioni maggiori presenta una parte a sbalzo rispetto la platea di fondazione.

Il muro di risvolto viene considerato come una piastra incastrata su due lati (il muro frontale e la platea di fondazione). Il carico agente sul muro di risvolto viene riguardato come somma di un carico uniforme  $q_u$  e di un carico triangolare  $q_t$  (massimo allo spiccato del muro), agenti sull'intera superficie del muro.

Generali			
Altezza muro frontale	Hm	5	m
spessore muro andatore	ba	0,82	m
Altezza paraghiaia	Hp	4,34	m
Peso terreno	$\gamma_t$	20	kN/m <sup>3</sup>
Angolo d'attrito interno ( $\varphi$ )		35	°
Mononobe e Okabe	$K_{AE}$	0,427	
Sovraccarico accidentale sul rilevato	qacc	58	kN/m <sup>2</sup>
k0		0,426	
Altezza muro andatore		<b>9,34</b>	m
Lunghezza di un singolo muro lungo asse X	ba	<b>6,3</b>	m
Lunghezza lungo asse Y	Lm	13,7	m
Sovraccarico accidentale sul rilevato diffuso su Lm	q	12,7	kN/m <sup>2</sup>
Combinazione rara			
Spinta Terrapieno	S1	79,7	kPa
Spinta Sovraccarico q	S2	5,4	kPa

Combinazione sismica SLV			
Spinta sismica Terrapieno	S1	79,8	kPa
Spinta Sismica Sovraccarico q	S2	0,7	kPa
Inerzia terrapieno	S3	58,9	kPa
Inerzia muro	S4	4,4	kPa

Risultati:

Combinazioni S.L.U.			Combinazioni S.L.E.		
$M_x^+$	31	kNm/m	$M_x^+$	22	kNm/m
$M_x^-$	-531	kNm/m	$M_x^-$	-366	kNm/m
$M_y^+$	149	kNm/m	$M_y^+$	103	kNm/m
$M_y^-$	-917	kNm/m	$M_y^-$	-633	kNm/m
$T_x^+$	293	kN/m			
$T_x^-$	-21	kN/m			
$T_y^+$	649	kN/m			
$T_y^-$	-22	kN/m			

Combinazioni S.L.SISMA		
$M_x^+$	62	kNm/m
$M_x^-$	-1219	kNm/m
$M_y^+$	225	kNm/m
$M_y^-$	-1535	kNm/m
$T_x^+$	568	kN/m
$T_x^-$	-47	kN/m
$T_y^+$	1023	kN/m
$T_y^-$	-48	kN/m

Caratteristiche della sezione :

Sezione rettangolare 82 x 100 cm

Armatura verticale

$A_s = \phi 28/10$  (lato controterra)

$A'_s = \phi 28/20$  (lato esterno)

Armatura orizzontale

$A_s = \phi 20/10$  (lato controterra)

$A'_s = \phi 20/20$  (lato esterno)

Spilli 9Ø10/mq (armatura equivalente del codice di calcolo)

#### CARATTERISTICHE DI RESISTENZA DEI MATERIALI IMPIEGATI

CALCESTRUZZO - Classe:

C32/40

Relazione di calcolo Spalla A

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IV01	00	D 09 CL	VI0704001	A	64 di 69

Resis. compr. di progetto fcd:	18.8	MPa
Resis. compr. ridotta fcd':	9.4	MPa
Def.unit. max resistenza ec2:	0.0020	
Def.unit. ultima ecu:	0.0035	
Diagramma tensione-deformaz.:	Parabola-Rettangolo	
Modulo Elastico Normale Ec:	33643.0	MPa
Resis. media a trazione fctm:	3.10	MPa
Coeff. Omogen. S.L.E.:	15.00	
Sc limite S.L.E. comb. Rare:	18.3	MPa

ACCIAIO -

Tipo:	B450C	
Resist. caratt. snervam. fyk:	450.0	MPa
Resist. caratt. rottura ftk:	450.0	MPa
Resist. snerv. di progetto fyd:	391.3	MPa
Resist. ultima di progetto ftd:	391.3	MPa
Deform. ultima di progetto Epu:	0.068	
Modulo Elastico Ef	2000000	daN/cm <sup>2</sup>
Diagramma tensione-deformaz.:	Bilineare finito	
Coeff. Aderenza istantaneo $\beta_1 \cdot \beta_2$ :	1.00	
Coeff. Aderenza differito $\beta_1 \cdot \beta_2$ :	0.50	
Sf limite S.L.E. Comb. Rare:	337.50	MPa

**CARATTERISTICHE DOMINIO CALCESTRUZZO**

Forma del Dominio: Poligonale  
Classe Calcestruzzo: C32/40

N° vertice:	X [cm]	Y [cm]
1	0.0	0.0
2	0.0	82.0
3	100.0	82.0
4	100.0	0.0

**DATI BARRE ISOLATE**

N°Barra	X [cm]	Y [cm]	DiamØ[mm]
1	8.4	8.4	28
2	8.4	73.6	28
3	91.6	73.6	28
4	91.6	8.4	28

**DATI GENERAZIONI LINEARI DI BARRE**

N°Gen. Numero assegnato alla singola generazione lineare di barre  
N°Barra Ini. Numero della barra iniziale cui si riferisce la generazione  
N°Barra Fin. Numero della barra finale cui si riferisce la generazione  
N°Barre Numero di barre generate equidistanti cui si riferisce la generazione  
Ø Diametro in mm delle barre della generazione

N°Gen.	N°Barra Ini.	N°Barra Fin.	N°Barre	Ø
1	2	3	3	28
2	1	4	8	28

Relazione di calcolo Spalla A

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IV01	00	D 09 CL	VI0704001	A	65 di 69

**CALCOLO DI RESISTENZA - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA**

- N Sforzo normale [kN] applicato nel Baric. (+ se di compressione)  
Mx Momento flettente [daNm] intorno all'asse X di riferimento delle coordinate con verso positivo se tale da comprimere il lembo sup. della sez.  
Vy Componente del Taglio [kN] parallela all'asse Y di riferimento delle coordinate

N°Comb.	N	Mx	Vy
1	191.47	149.40	649.00
2	191.47	917.00	22.00
3	191.47	225.00	1023.00
4	191.47	1535.00	48.00

**COMB. RARE (S.L.E.) - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA**

- N Sforzo normale [kN] applicato nel Baricentro (+ se di compressione)  
Mx Momento flettente [kNm] intorno all'asse X di riferimento (tra parentesi Mom.Fessurazione) con verso positivo se tale da comprimere il lembo superiore della sezione

N°Comb.	N	Mx	My
1	191.47	103.00	16.00
2	191.47	633.00	-292.00

**RISULTATI DEL CALCOLO**

Sezione verificata per tutte le combinazioni assegnate

**VERIFICHE DI RESISTENZA IN PRESSO-TENSO FLESSIONE ALLO STATO LIMITE ULTIMO**

- Ver S = combinazione verificata / N = combin. non verificata  
N Sforzo normale assegnato [kN] nel baricentro B sezione cls.(positivo se di compressione)  
Mx Componente del momento assegnato [kNm] riferito all'asse x princ. d'inerzia  
N Res Sforzo normale resistente [kN] nel baricentro B sezione cls.(positivo se di compress.)  
Mx Res Momento flettente resistente [kNm] riferito all'asse x princ. d'inerzia  
Mis.Sic. Misura sicurezza = rapporto vettoriale tra (N r,Mx Res,My Res) e (N,Mx,My)  
Verifica positiva se tale rapporto risulta >=1.000  
As Totale Area totale barre longitudinali [cm²]. [Tra parentesi il valore minimo di normativa]

N°Comb	Ver	N	Mx	N Res	Mx Res	Mis.Sic.	As Totale
1	S	191.47	149.40	191.72	1694.40	11.08	92.4(82.0)
2	S	191.47	917.00	191.72	1694.40	1.84	92.4(82.0)
3	S	191.47	225.00	191.72	1694.40	7.42	92.4(82.0)
4	S	191.47	1535.00	191.72	1694.40	1.10	92.4(82.0)

**METODO AGLI STATI LIMITE ULTIMI - DEFORMAZIONI UNITARIE ALLO STATO ULTIMO**

- ec max Deform. unit. massima del calcestruzzo a compressione  
Xc max Deform. unit. massima del calcestruzzo a compressione  
Xc max Ascissa in cm della fibra corrisp. a ec max (sistema rif. X,Y,O sez.)  
Yc max Ordinata in cm della fibra corrisp. a ec max (sistema rif. X,Y,O sez.)  
es min Deform. unit. minima nell'acciaio (negativa se di trazione)  
Xs min Ascissa in cm della barra corrisp. a es min (sistema rif. X,Y,O sez.)  
Ys min Ordinata in cm della barra corrisp. a es min (sistema rif. X,Y,O sez.)  
es max Deform. unit. massima nell'acciaio (positiva se di compress.)  
Xs max Ascissa in cm della barra corrisp. a es max (sistema rif. X,Y,O sez.)  
Ys max Ordinata in cm della barra corrisp. a es max (sistema rif. X,Y,O sez.)

Relazione di calcolo Spalla A

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IV01	00	D 09 CL	VI0704001	A	66 di 69

N°Comb	ec max	Xc max	Yc max	es min	Xs min	Ys min	es max	Xs max	Ys max
1	0.00350	0.0	82.0	0.00114	8.4	73.6	-0.01716	8.4	8.4
2	0.00350	0.0	82.0	0.00114	8.4	73.6	-0.01716	8.4	8.4
3	0.00350	0.0	82.0	0.00114	8.4	73.6	-0.01716	8.4	8.4
4	0.00350	0.0	82.0	0.00114	8.4	73.6	-0.01716	8.4	8.4

POSIZIONE ASSE NEUTRO PER OGNI COMB. DI RESISTENZA

a, b, c      Coeff. a, b, c nell'eq. dell'asse neutro  $aX+bY+c=0$  nel rif. X,Y,O gen.  
x/d          Rapp. di duttilità (travi e solette) [§ 4.1.2.1.2.1 NTC]: deve essere < 0.45  
C.Rid.        Coeff. di riduz. momenti per sola flessione in travi continue

N°Comb	a	b	c	x/d	C.Rid.
1	0.000000000	0.000280721	-0.019519152	----	----
2	0.000000000	0.000280721	-0.019519152	----	----
3	0.000000000	0.000280721	-0.019519152	----	----
4	0.000000000	0.000280721	-0.019519152	----	----

VERIFICHE A TAGLIO E DUTTILITA'

Ver          S = comb. verificata a taglio / N = comb. non verificata  
Ved          Taglio di progetto [kN] =  $V_y$  ortogonale all'asse neutro  
Vcd          Taglio compressione resistente [kN] lato calcestruzzo [formula (4.1.28)NTC]  
Vwd          Taglio resistente [kN] assorbito dalle staffe [(4.1.18) NTC]  
d | z        Altezza utile media pesata sezione ortogonale all'asse neutro | Braccio coppia interna [cm]  
La resistenza dei pilastri è calcolata assumendo il valore di z (coppia interna)  
I pesi della media sono le lunghezze delle strisce. (Sono escluse le strisce totalmente non compresse).  
bw          Larghezza media resistente a taglio [cm] misurate parallel. all'asse neutro  
E' data dal rapporto tra l'area delle sopradette strisce resistenti e Dmed.  
Ctg          Cotangente dell'angolo di inclinazione dei puntoni di calcestruzzo  
Acw          Coefficiente maggiorativo della resistenza a taglio per compressione  
Ast          Area staffe+legature strettam. necessarie a taglio per metro di pil.[cm<sup>2</sup>/m]  
A.Eff        Area staffe+legature efficaci nella direzione del taglio di combinaz.[cm<sup>2</sup>/m]  
Tra parentesi è indicata la quota dell'area relativa alle sole legature.  
L'area della legatura è ridotta col fattore  $L/d_{max}$  con  $L$ =lungh.legat.proietta-  
sulla direz. del taglio e  $d_{max}$ = massima altezza utile nella direz.del taglio.  
Alfa        Coeff. di riduzione (efficienza) dell'armatura di confinamento [(7.4.29)NTC-(5.15)EC8]  
Owd        Rapporto meccanico di armatura staffe nella sola direzione del taglio di cui al primo membro della (7.4.29)NTC  
(tri parentesi vi è il 1/2 del rapporto meccanico minimo di normativa riferito quindi alla sola dir. del taglio)

N°Comb	Ver	Ved	Vcd	Vwd	d   z	bw	Ctg	Acw	Ast	A.Eff	Alfa	Owd
1	S	649.00	2251.63	1882.73	77.0 68.6	100.0	2.500	1.012	9.7	28.0(0.0)	0.352	0.067(0.040)
2	S	22.00	2251.63	1882.73	77.0 68.6	100.0	2.500	1.012	0.3	28.0(0.0)	0.352	0.067(0.040)
3	S	1023.00	2251.63	1882.73	77.0 68.6	100.0	2.500	1.012	15.2	28.0(0.0)	0.352	0.067(0.040)
4	S	48.00	2251.63	1882.73	77.0 68.6	100.0	2.500	1.012	0.7	28.0(0.0)	0.352	0.067(0.040)

COMBINAZIONI RARE IN ESERCIZIO - MASSIME TENSIONI NORMALI ED APERTURA FESSURE (NTC/EC2)

Ver          S = comb. verificata/ N = comb. non verificata  
Sc max      Massima tensione (positiva se di compressione) nel calcestruzzo [MPa]  
Xc max, Yc max    Ascissa, Ordinata [cm] del punto corrisp. a Sc max (sistema rif. X,Y,O)  
Ss min      Minima tensione (negativa se di trazione) nell'acciaio [MPa]  
Xs min, Ys min    Ascissa, Ordinata [cm] della barra corrisp. a Ss min (sistema rif. X,Y,O)  
Ac eff.      Area di calcestruzzo [cm<sup>2</sup>] in zona tesa considerata aderente alle barre  
As eff.      Area barre [cm<sup>2</sup>] in zona tesa considerate efficaci per l'apertura delle fessure

Relazione di calcolo Spalla A

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IV01	00	D 09 CL	VI0704001	A	67 di 69

N°Comb	Ver	Sc max	Xc max	Yc max	Ss min	Xs min	Ys min	Ac eff.	As eff.
1	S	1.12	0.0	82.0	-13.2	36.1	8.4	1350	61.6
2	S	6.15	0.0	82.0	-144.7	8.4	8.4	1800	61.6

**COMBINAZIONI RARE IN ESERCIZIO - APERTURA FESSURE [§ 7.3.4 EC2]**

Ver.	La sezione viene assunta sempre fessurata anche nel caso in cui la trazione minima del calcestruzzo sia inferiore a $f_{ctm}$ Esito della verifica
e1	Massima deformazione unitaria di trazione nel calcestruzzo (trazione -) valutata in sezione fessurata
e2	Minima deformazione unitaria di trazione nel calcestruzzo (trazione -) valutata in sezione fessurata
k1	= 0.8 per barre ad aderenza migliorata [eq.(7.11)EC2]
kt	= 0.4 per comb. quasi permanenti / = 0.6 per comb. frequenti [cfr. eq.(7.9)EC2]
k2	= 0.5 per flessione; $= (e1 + e2) / (2 * e1)$ per trazione eccentrica [eq.(7.13)EC2]
k3	= 3.400 Coeff. in eq.(7.11) come da annessi nazionali
k4	= 0.425 Coeff. in eq.(7.11) come da annessi nazionali
Ø	Diametro [mm] equivalente delle barre tese comprese nell'area efficace $A_{c\ eff}$ [eq.(7.11)EC2]
Cf	Copriferro [mm] netto calcolato con riferimento alla barra più tesa
e sm - e cm	Differenza tra le deformazioni medie di acciaio e calcestruzzo [(7.8)EC2 e (C4.1.7)NTC] Tra parentesi: valore minimo = $0.6 S_{max} / E_s$ [(7.9)EC2 e (C4.1.8)NTC]
sr max	Massima distanza tra le fessure [mm]
wk	Apertura fessure in mm calcolata = $sr\ max * (e_{sm} - e_{cm})$ [(7.8)EC2 e (C4.1.7)NTC]. Valore limite tra parentesi
Mx fess.	Componente momento di prima fessurazione intorno all'asse X [kNm]
My fess.	Componente momento di prima fessurazione intorno all'asse Y [kNm]

Comb.	Ver	e1	e2	k2	Ø	Cf	e sm - e cm	sr max	wk	Mx fess	My fess
1	S	-0.00008	0.00000	0.500	28.0	70	0.00004 (0.00004)	342	0.014 (0.20)	649.15	100.84
2	S	-0.00086	0.00000	0.500	28.0	70	0.00043 (0.00043)	377	0.164 (0.20)	496.82	-229.18

**4.9.4 Zattera di fondazione**

Per la valutazione delle sollecitazioni nel plinto di fondazione, è necessario valutare preventivamente le sollecitazioni agenti nei pali di fondazione. Tali sollecitazioni sono state valutate mediante una ripartizione rigida delle sollecitazioni agenti a base plinto.

Si vedano i paragrafi precedenti da cui risulta :

$$N_{max} = 8843 \text{ kN (CC. SLU)}$$

$$T_{max} = 1522 \text{ kN (CC. SLU)}$$

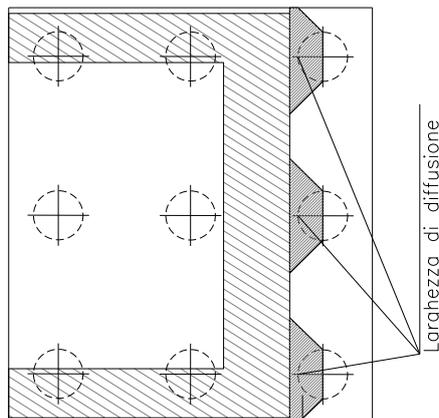
$$N_{max} = 7884 \text{ kN (CC. SLV)}$$

$$T_{max} = 1336 \text{ kN (CC. SLV)}$$

**4.9.4.1 Unghia anteriore platea fondazione**

Il tacco anteriore del plinto di fondazione è stato verificato ipotizzando un meccanismo di tirante puntone. Si riporta di seguito la verifica. La larghezza di diffusione è stata valutata in corrispondenza del filo anteriore del muro frontale, mediante una diffusione a 45° a partire dal piano medio del palo (vedi figura seguente), mentre l'altezza della biella compressa è stata valutata pari a  $0.2 d_p$  (con  $d_p$  altezza utile della sezione del plinto).

La verifica è stata eseguita in corrispondenza del palo più sollecitato.

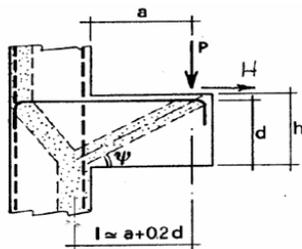


**Figura 4 – Diffusione delle azioni dal palo al muro frontale**

Di seguito si riportano i risultati delle verifiche strutturali del plinto di fondazione, condotte con riferimento al metodo usualmente utilizzato per la verifica delle mensole tozze, ovvero il metodo del tirante-puntone, di cui nel seguito si riporta lo schema e di verifica generale e relative formulazioni.

**VERIFICA MENSOLE TOZZE - MECCANISMO TIRANTE PUNTO**

**VERIFICA - MECCANISMO TIRANTE PUNTO.**



**P, H : Carichi Esterni di Progetto ( $P_{Ed}, H_{Ed}$ )**

**Pr : Portanza mensola in termini di resistenza dell'armatura metallica**

$$P_R = P_{Rs} = \left( A_s f_{yd} - H_{Ed} \right) \frac{1}{\lambda} \quad \lambda = \text{ctg} \psi \approx l / (0,9d)$$

**Pr : Portanza mensola in termini di resistenza della Biella compressa**

$$P_{Rc} = 0,4 b d f_{cd} \frac{c}{1 + \lambda^2} \geq P_{Rs}$$

**CONDIZIONI DI VERIFICA**

- 1  $P_R \geq P_{Ed}$
- 2  $\quad \geq P_{Rs}$

**Dati di progetto**

b(m) =	<b>4,00</b>	m	dimensione trasversale verifica
$P_{Ed}$ (KN) =	<b>8090,00</b>	KN	Carico complessivo VERTICALE sulla fascia di dimensione b
$H_{Ed}$ (KN) =	<b>1452,00</b>	KN	Carico complessivo ORIZZONTALE sulla fascia di dimensione b
a(m) =	<b>0,65</b>	m	distanza P da incastro
h(m) =	<b>3,00</b>	m	spessore mensola
$\delta$ (m) =	<b>0,10</b>	m	copifero riferito al baricentro delle armature compressive in trazione
d(m) =	<b>2,90</b>	m	altezza utile
l(m) =	<b>1,23</b>	m	a+0,2d
$\lambda$ =	<b>0,47</b>		$\lambda = \text{ctg} \psi \approx l / (0,9d)$

Tipo di mensola (Valutazione coefficiente c)

sblazi di piastre (no staffatura)

c(m) = **1,00**

**Caratteristiche Materiali**

$f_{cd}$ =	<b>18,1</b>	MPa	Calcestruzzo
$f_{yd}$ =	<b>391,0</b>	MPa	Acciaio

**Caratteristiche Armature di Progetto**

<b>Registro tipo R1</b>							
n° R1 =	<b>1</b>	$\phi 1$ (mm) =	<b>24,0</b>	p1(cm) =	<b>10,0</b>	$\theta 1^\circ$ =	<b>0,0</b>
A $\phi$ i (mm <sup>2</sup> ) =	452,39	nb tot 1 =	40,0	A $\phi$ TOT (mm <sup>2</sup> ) =	18095,56	A $\phi$ CAL(mm <sup>2</sup> ) =	<b>18095,56</b>
<b>Registro tipo R2</b>							
n° R2 =	<b>0</b>	$\phi 2$ (mm) =	<b>24,0</b>	p2(cm) =	<b>10,0</b>	$\theta 2^\circ$ =	<b>0,0</b>
A $\phi$ i (mm <sup>2</sup> ) =	452,39	nb tot 2 =	0,0	A $\phi$ TOT (mm <sup>2</sup> ) =	0,00	A $\phi$ CAL(mm <sup>2</sup> ) =	<b>0,00</b>
<b>Registro tipo R3</b>							
n° R3 =	<b>0</b>	$\phi 3$ (mm) =	<b>26,0</b>	p3(cm) =	<b>10,0</b>	$\theta 3^\circ$ =	<b>0,0</b>
A $\phi$ i (mm <sup>2</sup> ) =	530,93	nb tot 3 =	0,0	A $\phi$ TOT (mm <sup>2</sup> ) =	0,00	A $\phi$ CAL(mm <sup>2</sup> ) =	<b>0,00</b>

**Verifiche di resistenza**

$\Psi$  =  rad =  °

$P_{Rs}$  =  KN

$P_{Rc}$  =  KN