

COMMITTENTE:



PROGETTAZIONE:



CUP: J47I09000030009

## U.O. INFRASTRUTTURE NORD

### PROGETTO DEFINITIVO

#### POTENZIAMENTO DELLA LINEA MILANO-GENOVA QUADRUPPLICAMENTO MILANO-ROGOREDO-PAVIA FASE 2 – QUADRUPPLICAMENTO PIEVE EMANUELE - PAVIA OPERE PRINCIPALI - SOTTOVIA E SOTTOPASSI

VI10 - Scavalco sottovia st Cantone tre Miglia km 23+735,42

Relazione di calcolo spalle e fondazioni

SCALA:

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

N M 0 Z 2 0 D 2 6 C L V I 1 0 4 0 0 0 1 A

Rev.	Descrizione	Redatto	Data	Verificato	Data	Approvato	Data	Autorizzato	Data
A	EMISSIONE ESECUTIVA	CONSORZIO INTEGRA	Novembre 2018	F.Coppini/A.Maran 	Novembre 2018	S. Borelli 	Novembre 2018	F. Baccetti Novembre 2018	Novembre 2018

ITALFERR - UC INFRASTRUTTURE NORD  
Dott. Ing. Francesco Sgarbi  
Ordine degli Ingegneri della Provincia di Roma  
n. 23172 Sez. A

File: NM0Z20D26CLVI1004001A

n. Elab.:

## INDICE

1	PREMESSA .....	3
2	SCOPO DEL DOCUMENTO .....	4
3	RIFERIMENTI NORMATIVI .....	6
4	PARAMETRI GEOTECNICI .....	7
5	MATERIALI .....	8
6	ANALISI DEI CARICHI .....	10
6.1	CARICHI PERMANENTI STRUTTURALI E NON STRUTTURALI.....	10
6.2	CARICHI DA TRAFFICO.....	10
6.3	AZIONI ORIZZONTALI DA TRAFFICO (FRENATURA/AVVIAMENTO, CENTRIFUGA, SERPEGGIO) .....	10
6.4	CARICO DA VENTO.....	11
6.5	AZIONE SISMICA .....	11
6.6	RIEPILOGO DEI CARICHI TRASMESSI DALL'IMPALCATO.....	13
6.7	SPINTA STATICA DEL TERRENO .....	14
6.8	SPINTA DOVUTA AL SOVRACCARICO ACCIDENTALE E PERMANENTE (BALLAST).....	15
6.9	SOVRASPINTA SISMICA.....	17
6.10	FORZE INERZIALI DOVUTE AL SISMA.....	18
7	COMBINAZIONE DEI CARICHI.....	19
8	SOLLECITAZIONI A ELEMENTARI.....	24
9	SOLLECITAZIONI DI VERIFICA .....	26
9.1	STATO LIMITE DI ESERCIZIO .....	26
10	VERIFICA PLINTO DI FONDAZIONE.....	29
10.1	REAZIONI SUI PALI DI FONDAZIONE.....	30
10.2	VERIFICA PLINTO .....	32
11	VERIFICA DEL MURO FRONTALE.....	35
12	VERIFICA PALI DI FONDAZIONE .....	38

## 1 PREMESSA

Nell’ambito degli interventi di potenziamento della linea Milano – Genova, si prevede il quadruplicamento della linea ferroviaria nella tratta Milano Rogoredo-Pavia; in prima fase il quadruplicamento interesserà il tratto di linea compreso fra le stazioni di Milano Rogoredo e Pieve Emanuele, per essere esteso in fase successiva fino a Pavia.

Il quadruplicamento in oggetto, a partire dall’uscita della stazione Milano Rogoredo, prosegue in affiancamento alla linea storica e su una nuova sede e si sviluppa a sud di Milano, estendendosi per circa 30 km lungo l’attuale linea ferroviaria tra i nodi di Milano Rogoredo e Pavia.

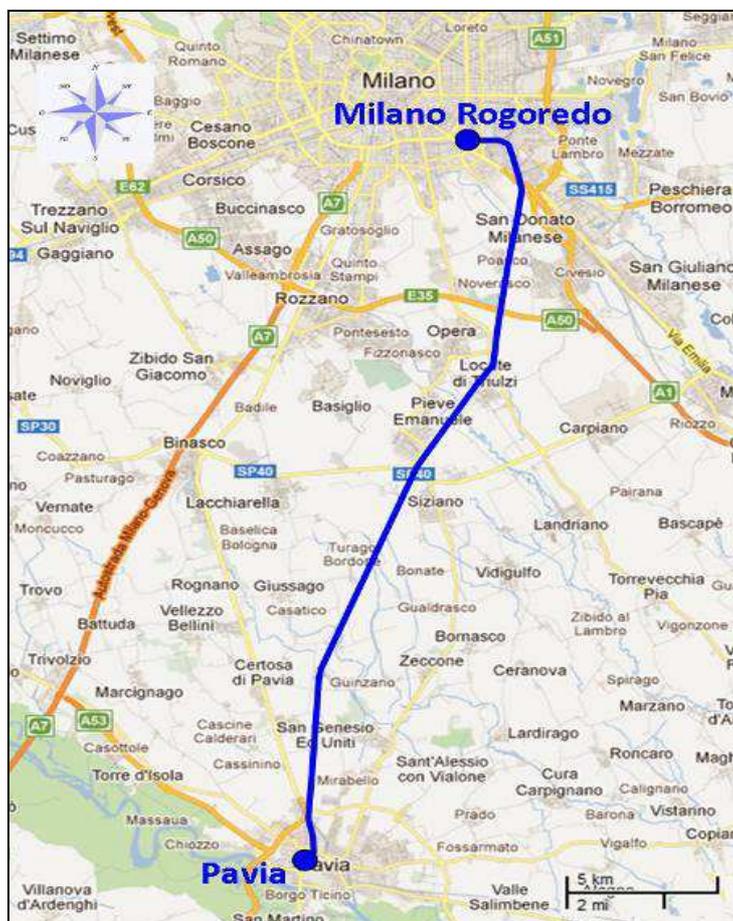


Figura 1-1 – Ubicazione del tracciato dell’opera in progetto

Nella presente relazione è riportato il calcolo delle spalle e delle fondazioni dell’opera principale VII0 – Scavalco sottovia St Cantone Tre Miglia.

## 2 SCOPO DEL DOCUMENTO

Scopo del presente documento è quello di verificare le spalle di cui alla premessa.

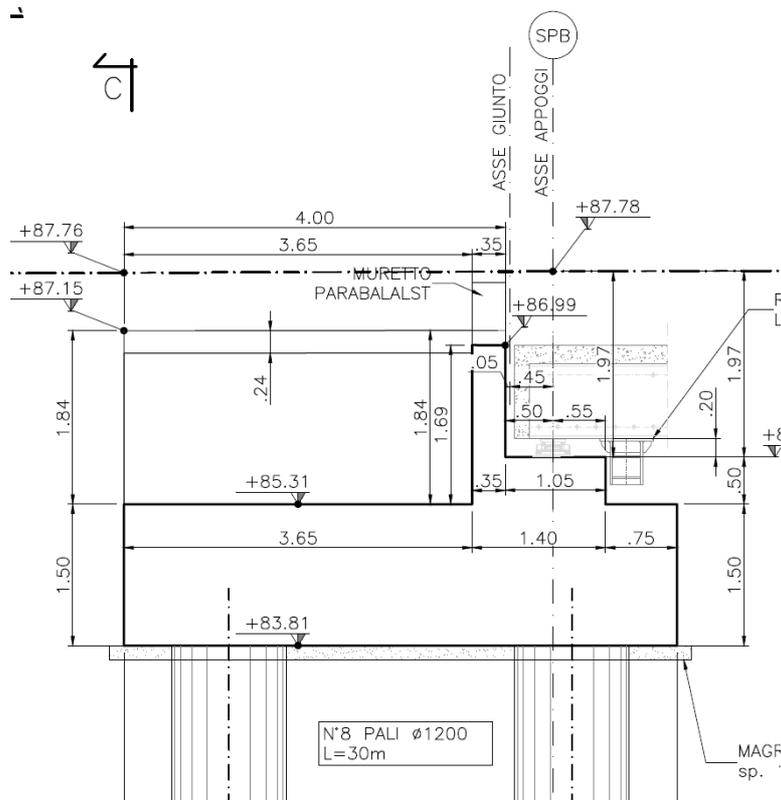
Il muro frontale in entrambe le spalle ha uno spessore di 1.40m, un'altezza di 0.50m ed una larghezza di 13.20m. Il muro paraghiaia, anch'esso avente larghezza pari a 13.20m, è spesso 0.35m ed ha un'altezza massima di 1.30m.

I due muri andatori hanno uno spessore di 0.40m e un'altezza massima di 1.67m.

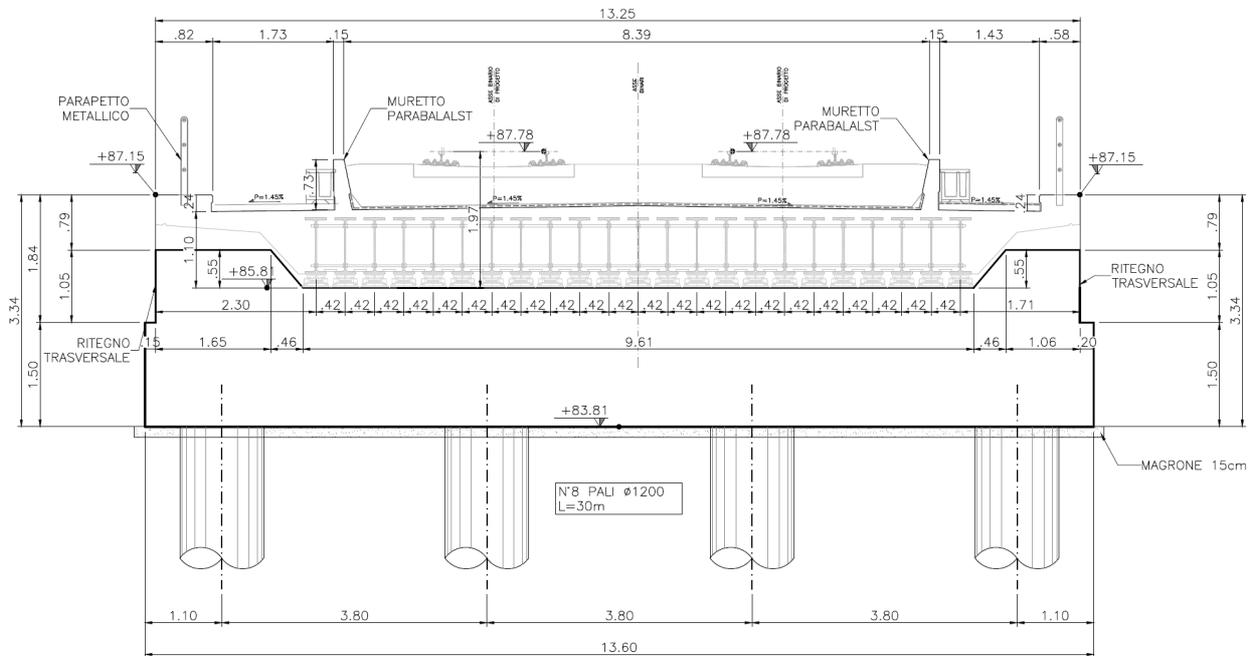
Lungo ciascun muro andatore è presente per tutto lo sviluppo della spalla, un cordolo in calcestruzzo di larghezza complessiva pari ad 0.80m (di cui 0.40m a sbalzo) lato marciapiede e 0.56 (di cui 0.16m a sbalzo) dall'altro lato.

La fondazione delle spalle è costituita da un plinto su pali trivellati di grande diametro. Il plinto di fondazione è spesso 1.50m e presenta dimensioni in pianta pari a 13.60x5.80 m. La palificata si compone di 8 pali aventi diametro pari ad 1.2m e disposti con interasse pari a 3.6m in direzione longitudinale e 3.80m in direzione trasversale.

Nelle immagini successive è mostrata la carpenteria della spalla tipo.



**Fig. 1 – Sezione longitudinale**



**Fig. 2 – Sezione trasversale**

Per maggiori dettagli si rimanda alla descrizione tecnica descrittiva dell'opera.

	<b>PROGETTO DEFINITIVO</b> <b>POTENZIAMENTO DELLA LINEA MILANO - GENOVA</b> <b>QUADRUPPLICAMENTO TRATTA MILANO ROGOREDO - PAVIA</b> <b>FASE 2 – QUADRUPPLICAMENTO PIEVE EMANUELE - PAVIA</b>					
VI10 – Scavalco sottovia St Cantone Tre Miglia <i>Relazione di calcolo spalle e fondazioni</i>	COMMESSA NM0Z	LOTTO 20	FASE-ENTE D 26	DOCUMENTO CLVI1004001	REV. A	FOGLIO 6 di 42

### 3 RIFERIMENTI NORMATIVI

Il dimensionamento e la verifica degli elementi strutturali sono stati condotti nel rispetto delle seguenti normative:

- Decreto Ministeriale 14 gennaio 2008: Nuove norme tecniche per le costruzioni;
- Circolare 2 febbraio 2009, n.617: Istruzioni per l’applicazione delle “Nuove norme tecniche per le costruzioni” di cui al D.M. 14 gennaio 2008;
- Circolare 15 ottobre 1996, n.252 AA.GG./S.T.C.: Istruzioni per l’applicazione delle “Nuove norme tecniche per il calcolo, l’esecuzione ed il collaudo delle opere in cemento armato normale e precompresso e per le strutture metalliche” di cui al decreto ministeriale 9 gennaio 1996;
- RFI DTC SI MA IFS 001 B: “Manuale di progettazione delle opere civili” del 22/12/2017.

Riferimenti STI:

- 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;
- Regolamento (UE) N. 1300/2014 della Commissione del 18 novembre 2014 relativo alle specifiche tecniche di interoperabilità per l’accessibilità del sistema ferroviario dell’Unione per le persone con disabilità e le persone a mobilità ridotta;
- Regolamento (UE) N. 1301/2014 della Commissione del 18 novembre 2014 relativo alle specifiche tecniche di interoperabilità per il sottosistema “energia” del sistema ferroviario dell’Unione europea;
- Regolamento (UE) N. 1303/2014 della Commissione del 18 novembre 2014 relativo alle specifiche tecniche di interoperabilità concernente la “sicurezza nelle gallerie ferroviarie” del sistema ferroviario dell’Unione europea;
- Regolamento (UE) 2016/919 della Commissione del 27 maggio 2016 relativo alla specifica tecnica di interoperabilità per i sottosistemi “controllo-comando e segnalamento” del sistema ferroviario nell’Unione europea.

#### 4 PARAMETRI GEOTECNICI

Si è fatto riferimento ai seguenti parametri geotecnici fornitici.

ZONA	SONDAGGIO DI RIFERIMENTO	PROFONDITA'	UNITA' TERRENO
15	S3	da 0 a 30m	S

$\gamma_{sat}$ [kN/m <sup>3</sup> ]	$\gamma_d$ [kN/m <sup>3</sup> ]	$\Phi'$ [°]		$\Phi'$ [°] scelto	$E'_{op}$ [MPa]		$V_s$ [m/s]		categoria terreno	$G_0$ [MPa]		
		max	min		laboratorio	max	min	max		min	max	min
20	16	30	24	32	30	63	7	393	144	C	310	42

La falda è situata a quota 79.05 m s.l.m., a circa -5.40m da PC.

## 5 MATERIALI

CALCESTRUZZO								
Tipo Calcestruzzo		Rapporto a/c max (UNI EN 206)	Classe di lavorabilità	Tipo di cemento	Classe di resistenza minima C(fck/Rck) <sub>min</sub>	Classe di esposizione ambientale (UNI EN 206)	Dmax inerti (mm)	Campi di Impiego
A	1	0.45	S4-S5	CEM I-V	C45/55	XC3	20	– Impalcati ed Elementi in c.a.p. prefabbricati
B	1	0.45	S4-S5	CEM I-V	C35/45	XC3	25	– Elementi prefabbricati in c.a. per strutture fuori terra
	1	0.45	S4-S5	CEM I-V	C35/45	XC3	20	– Predalles con funzioni strutturali
	3	0.50	S4-S5	CEM III-V	C32/40	XC4	20	– Vele prefabbricate
	3	0.55	S4-S5	CEM III-V	C30/37	XC3	20	– Predalles senza funzioni strutturali
	3	0.55	S3-S4	CEM III-V	C30/37	XA1	25	– Canalette portacavi ed altri elementi prefabbricati senza funzioni strutturali
C	1	0.50	S4-S5	CEM I-V	C32/40	XC4	25	– Impalcati in c.a. ordinari – Solette in c.a. gettate in opera in elevazione
	2	0.50	S3-S4	CEM III-V	C32/40	XC4	25	– Pile e spalle – Baggioni e pulvini – Strutture in c.a. in elevazione (Gallerie artificiali)
	2	0.50	S3-S4	CEM III-V	C30/37	XF2	25	– Sottovia a struttura scatolare
E	1	0.55	S3-S4	CEM III-V	C30/37	XA1	25	– Tombini a struttura scatolare e circolare – Portali
G	1	0.50	S3-S4	CEM III-V	C32/40	XC4	25	– Muri di controripa/sottoscarpa (compresa soletta di fondazione)
	2	0.60	S3-S4	CEM III-V	C25/30	XC2	25	– Solettoni di fondazione – Fondazioni armate
	2	0.50	S3-S4	CEM III-V	C30/37	XF3	25	– Cordoli di fondazione barriere antirumore
	3	0.60	S3-S4	CEM III-V	C25/30	XC2	40	– Fondazioni non armate (pozzi, sottopinti, ecc...)
	4	0.60	S3-S4	CEM III-V	C25/30	XC2	25	– Cunette, canalette e cordoli
H	1	0.60	S4-S5	CEM III-V	C25/30	XC2	32	– Pali (di paratie o opere di sostegno), diaframmi e relativi cordoli di collegamento gettati in opera – Micropali
	2	0.60	S4-S5	CEM III-V	C25/30	XC2	32	– Pali/diaframmi di fondazione gettati in opera
I		--	--	CEM I-V	C12/15	X0	--	– Magrone di riempimento e livellamento



**PROGETTO DEFINITIVO**  
**POTENZIAMENTO DELLA LINEA MILANO - GENOVA**  
**QUADRUPLICAMENTO TRATTA MILANO ROGOREDO -**  
**PAVIA**  
**FASE 2 – QUADRUPLICAMENTO PIEVE EMANUELE - PAVIA**

VI10 – Scavalco sottovia St Cantone Tre Miglia  
*Relazione di calcolo spalle e fondazioni*

COMMESSA	LOTTO	FASE-ENTE	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NM0Z	20	D 26	CLVI1004001	A	9 di 42

ACCIAIO	
ACCIAIO IN BARRE PER GETTI E RETI ELETTROSALDATE	B450C fyk ≥ 450Mpa ftk ≥ 540Mpa 1.15 ≤ ftk/fyk < 1.35 fyk= tensione caratteristica di snervamento ftk= tensione caratteristica di rottura
ACCIAIO ARMONICO DI TIPO STABILIZZATO PER TRAVI E TRAVERSI	Trefoli Ø0,6" fptk 1860 MPa – fp(1)k 1670 MPa a trave
ACCIAIO PER CARPENTERIA METALLICA STRUTTURE PRINCIPALI	S355J2 (ex FE 510 D1) classe di esecuzione (UNI EN 1090-2): EXC3
ACCIAIO PER CARPENTERIA METALLICA STRUTTURE SECONDARIE	S275JR (ex FE 430 B) classe di esecuzione (UNI EN 1090-2): EXC3
BULLONI PER UNIONI A TAGLIO	VITE Classe 8.8; DADO Classe 8
BULLONI PER UNIONI AD ATTRITO	VITE Classe 10.9; DADO Classe 10
ACCIAIO PER ARMATURA MICROPALI	S275JR (ex FE 430 B)
SALDATURE	In accordo con istruzione FS 44/S
PIOLI	Acciaio S235 J2G3 + C450 fu/fy ≥ 1.2 fy ≥ 350 Mpa fu ≥ 450 Mpa Allungamento ≥ 12% Strizione ≥ 50% Composizione Chimica C ≤ 0.18; Mn ≤ 0.9; S ≤ 0.04; P ≤ 0.05

## 6 ANALISI DEI CARICHI

### 6.1 Carichi permanenti strutturali e non strutturali

Nei carichi permanenti strutturali sono compresi il peso proprio della spalla (calcolato considerando un peso specifico del calcestruzzo di 25kN/mc), il peso del terreno compreso tra i muri andatori ed i carichi permanenti strutturali trasmessi dall'impalcato.

Il totale dei carichi permanenti è riportato nella seguente tabella (ove si è indicato con V il carico verticale):

	[kN]
Peso proprio G1	2944.42
Ballast	969.23
Sovraccarichi permanenti G2	421.80

### 6.2 Carichi da traffico

La spalla è stata progettata considerando le massime sollecitazioni dovute al carico del traffico trasmesse dall'impalcato, ipotizzando la contemporaneità della massima risultante verticale ed il massimo momento trasversale risultante sul piano appoggi.

Per la descrizione dei carichi da traffico, in relazione alle disposizioni trasversali e longitudinali dei carichi lungo l'impalcato si veda l'elaborato di calcolo dell'impalcato, riguardante la verifica delle strutture costituenti l'impalcato stesso.

In particolare è stata considerata la contemporanea presenza sui due binari di un LM71 e di un SW02 che determinano i seguenti scarichi:

$$q_1+q_2: N=3371.9 \text{ kN}; M_{\text{trasm}}=190.1 \text{ kNm}$$

In aggiunta ai carichi provenienti dall'impalcato, si considera la presenza di un sovraccarico accidentale gravante sulla spalla e sul cuneo di spinta a tergo di essa, mediante l'applicazione di un carico uniformemente distribuito pari a  $q=40 \text{ kN/mq}$ . Tale carico risulta cautelativo rispetto al carico equivalente dei due treni distribuiti su una larghezza di 3 m a tergo la spalla (pari a circa 20 kN/mq).

### 6.3 Azioni orizzontali da traffico (Frenatura/avviamento, centrifuga, serpeggio)

Per le verifiche globali della spalla e per le verifiche del muro di testata l'azione orizzontale offerta dalla frenatura e dell'avviamento è stata considerata utilizzando le formule contenute nelle NTC08 al paragrafo 5.2.2.4.3. La forza orizzontale risultante è pari a  $V_{\text{long}}=1233.5 \text{ kN}$  e la forza verticale risultante  $N=132.3 \text{ kN}$  (vedi relazione di calcolo dell'impalcato).

	<b>PROGETTO DEFINITIVO</b> <b>POTENZIAMENTO DELLA LINEA MILANO - GENOVA</b> <b>QUADRUPPLICAMENTO TRATTA MILANO ROGOREDO - PAVIA</b> <b>FASE 2 – QUADRUPPLICAMENTO PIEVE EMANUELE - PAVIA</b>					
	VI10 – Scavalco sottovia St Cantone Tre Miglia <i>Relazione di calcolo spalle e fondazioni</i>	COMMESSA NM0Z	LOTTO 20	FASE-ENTE D 26	DOCUMENTO CLVI1004001	REV. A

L'azione laterale associata al serpeggio equivale ad una forza concentrata agente orizzontalmente, applicata alla sommità della rotaia più alta, perpendicolarmente all'asse del binario. I valori risultanti delle forze dovute al serpeggio risultano  $V_{tras}=210\text{kN}$  e  $M_{tras}=371.7\text{ kNm}$  (vedi relazione di calcolo dell'impalcato).

#### 6.4 Carico da vento

Le forze risultanti dovute all'azione del vento trasversale agente sull'impalcato, e trasmesso da quest'ultimo al piano appoggi in sommità del muro di testata sono pari a:  $V_{trasv}=158.7\text{ kN}$  e  $M_{trasv}=443.7\text{ kNm}$  (vedi relazione di calcolo dell'impalcato).

#### 6.5 Azione sismica

Le azioni sismiche di progetto, relative agli stati limite considerati, sono definite a partire dalla pericolosità sismica di base del sito di costruzione. Quest'ultima è definita in termini di accelerazione orizzontale massima attesa  $a_g$  in condizioni di campo libero su sito di riferimento rigido (cat.A) e di ordinate dello spettro di risposta elastico in accelerazione ad essa corrispondente  $S_e(T)$  con riferimento a prefissate probabilità di eccedenza  $P_{VR}$  nel periodo di riferimento  $V_R$

Le forme spettrali sono definite dalla normativa a partire dai seguenti parametri:

- $a_g$  accelerazione orizzontale massima al sito (cat. A)
- $F_0$  valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale
- $T_C^*$  periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale



Latitudine (WGS84)	Longitudine (WGS84)			
45.23065024	9.15204248			
Latitudine (ED50)	Longitudine (ED50)			
45.232432	9.153107			
Altitudine (mt)	0			
Classe dell'edificio	III: Costruzioni il cui uso preveda affollamenti significativi			
Vita Nominale Struttura	75			
Periodo di Riferimento per l'azione sismica	113			
Parametri di pericolosità Sismica				
Stato Limite	$T_r$ [anni]	$a_g/g$ [-]	$F_0$ [-]	$T_c$ [s]
Operatività	68	0.032	2.530	0.218
Danno	114	0.038	2.561	0.238
Salvaguardia Vita	1073	0.087	2.536	0.291
Prevenzione Collasso	2203	0.112	2.536	0.295

Figura 6-1: Individuazione della pericolosità sismica del sito e scelta della strategia di progettazione

L'azione sismica risulta non essere dimensionante per le verifiche dell'impalcato; pertanto verrà trattata per definire l'entità delle azioni trasmesse sulle sottostrutture.

Per la valutazione dell'azione sismica si utilizza il metodo dell'analisi pseudostatica in cui il sisma è rappresentato da una forza statica equivalente pari al prodotto delle forze di gravità per un opportuno coefficiente sismico  $k$ . Le forze sono pertanto:

$$\text{Forza sismica orizzontale} \quad F_h = k_h W$$

$$\text{Forza sismica verticale} \quad F_v = k_v W$$

I valori dei coefficienti sismici orizzontali  $k_h$  e verticale  $k_v$ , relativi allo stato limite considerato, sono posti pari all'ordinata dello spettri di progetto corrispondente al periodo  $T=0$  per la componente orizzontale ed a quella corrispondente al periodo proprio  $T=T_0$  per la componente verticale.

periodo di riferimento per l'azione sismica		$V_R$	112.5	anni
Stato limite ultimo di salvaguardia della vita SLV				
probabilità di superamento nel periodo di riferimento		$P_{VR}$	10%	
Periodo di ritorno dell'azione sismica		$T_R$	1067.762	anni
<b>PARAMETRI CHE DEFINISCONO L'AZIONE SISMICA</b>				
accelerazione orizzontale massima al sito		$a_g$	0.853	[m/s <sup>2</sup> ]
coefficiente di amplificazione spettrale massima		$F_0$	2.536	
periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione		$T_C^*$	0.291	[s]
<b>CATEGORIE DI SOTTOSUOLO E CONDIZIONI STRATIGRAFICHE</b>				
Categoria di sottosuolo			C	
coefficiente di amplificazione stratigrafica		$S_S$	1.50	
coefficiente di sottosuolo		$C_C$	1.58	
Categoria topografica			T1	
coefficiente di amplificazione topografica		$S_T$	1	
$S_S \times S_T$		S	1.50	
coefficiente di smorzamento viscoso		x	5%	
$\sqrt{10/(5+x)}$		h	1	
<b>PARAMETRI DI ANALISI</b>				
accelerazione orizzontale massima al sito		$a_{max}$	1.280	[m/s <sup>2</sup> ]
fattore di struttura		q	1	
coefficiente di riduzione dell'accelerazione massima		$\beta_m$	1	
coefficiente sismico orizzontale		$k_h$	0.131	
coefficiente sismico verticale		$k_v$	0.065	

I valori complessivi delle masse associate ai carichi sismici (permanenti + 0.2 carico ferroviario) sono riportati nella sottostante tabella insieme alle distanze  $d$  ed i corrispondenti momenti valutati rispetto la quota d'intradosso delle travi di impalcato.

Operando a favore di sicurezza, la forza d'inerzia dell'impalcato è applicata alla quota del baricentro geometrico della sezione trasversale e quella relativa ai carichi permanenti viene applicata alla quota del p.f..

<i>- Azione sismica</i>							
L'azione sismica verrà trattata per definire le azioni trasmesse sulle sottostrutture.							
Per la valutazione dell' azione sismica si utilizza il metodo dell'analisi pseudostatica in cui il sisma è rappresentato da una forza statica equivalente pari al prodotto delle forze di gravità per un opportuno coefficiente sismico $k$ .							
	W [kN]	$\psi_{02}$ [-]	m [kN]	$k_h$ [-]	$F_h$ [kN]	d [m]	$F_h \times d$ [kNm]
Permanenti strutturali G1	5888.845	1.00	5888.85	0.131	768.49	0.58	447.72
Ballast	1938.465	1.00	1938.47	0.131	252.97	1.77	447.76
Sovraccariche G2	843.5913	1.00	843.59	0.131	110.09	1.77	194.86
Treno LM71	2745.68	0.20	549.14	0.131	71.66	3.77	270.17
			9220.04		1203.21		1360.50
Treno SW/2	3345.72	0.20	669.14	0.131	87.32	3.77	329.21
			9340.04		1218.88		1419.55

## 6.6 Riepilogo dei carichi trasmessi dall'impalcato

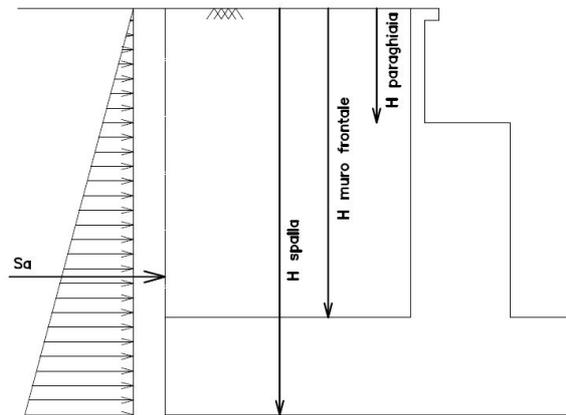
Sono qui riassunte tutte le azioni trasmesse dall'impalcato alla spalla in corrispondenza del piano appoggi alla quota di sommità del muro di testata.

<i>Treno SW/2</i>	V	$H_T$	$H_L$	$M_T$
<i>Treno LM71</i>	[kN]	[kN]	[kN]	[kNm]
Peso proprio G1	2944.42			
Ballast	969.23			
Sovraccarichi permanenti G2	421.80			
Treni di carico	3371.92			190.14
Frenatura / Avviamento	132.32		1233.49	
Azione laterale (Serpeggio)		210.00		371.70
Vento		158.69		443.68
Resistenze parassite			462.44	
Sisma longitudinale	102.41		1290.54	
Sisma trasversale		645.27		844.86
Sisma verticale	1419.36			

**Tabella 1:** Riepilogo azioni trasmesse dall'impalcato

### 6.7 Spinta statica del terreno

Le spinte del terreno a monte degli elementi verticali della spalla sono calcolate con la teoria di Rankine, con distribuzione triangolare delle tensioni e conseguente risultante della spinta al metro pari a  $S=1/2 \cdot k_0 \cdot \gamma \cdot H^2$ , applicata ad 1/3 dal basso.



**Fig. 3** – Schema per il calcolo degli effetti della spinta statica del terreno

Si deve notare che essendo presente una fondazione su pali si ipotizza che la spalla sia impedita di traslare rispetto al terreno. La spinta sia in condizioni di esercizio che in condizioni sismiche viene calcolata con il coefficiente di spinta in quiete  $k_0$  e non con il coefficiente di spinta attiva  $k_a$ .

<b>Spinta del cuneo di terreno</b>			
parametri geotecnici	M1		
coefficiente parziale di sicurezza	$\gamma_\varphi$		1.00
angolo di attrito del terreno - valore caratteristico	$\varphi'_k$	[deg]	30
angolo di attrito del terreno - valore di progetto	$\varphi'_d$	[deg]	30
angolo di attrito terreno-parete	$\delta$	[deg]	0.0
coefficiente di spinta in quiete	$K_0$		0.5000
componente orizzontale del coefficiente di spinta	$K_0h$		0.5000
altezza di terreno non spingente	h	[m]	0
spinta terreno su muro	$S_m$	[kN]	194
eccentricità muro	$e_{vm}$	[m]	0.59
momento muro frontale	$M_{Tm}$	[kNm]	114
spinta terreno su muro+fondazione	$S_z$	[kN]	666
eccentricità fondazione	$e_{vz}$	[m]	1.09
forza di attrito terreno su muro+fondazione	$N_z$	[kN]	0
eccentricità fondazione	$e_{Tz}$	[m]	-2.9
momento intradosso zattera	$M_{Tz}$	[kNm]	724

### 6.8 Spinta dovuta al sovraccarico accidentale e permanente (ballast)

Per considerare la presenza di un sovraccarico da traffico gravante sulla spalla e a tergo di essa, si considera un carico uniformemente distribuito di lunghezza indefinita con valore pari a  $q=40\text{KN/m}^2$ . Il valore della spinta risultante al metro è dunque pari a  $S=k_0 \cdot q \cdot H$ , con punto di applicazione posizionato a metà dell'altezza dell'elemento su cui insiste. Tale forza si considera agente in senso longitudinale su una larghezza pari a quella della massiciata, mentre in senso trasversale sull'intera lunghezza dei muri andatori.

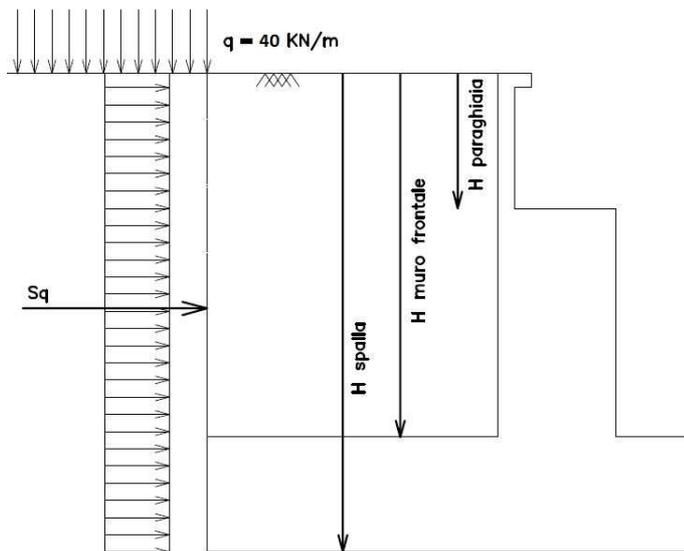


Fig. 4 – Schema per il calcolo degli effetti della spinta dovuta al sovraccarico accidentale

<b>Sovraccarichi variabili sulla spalla</b>			
carico uniforme	q	[kN/m <sup>2</sup> ]	40
spinta terreno su muro	$S_m$	[kN]	<b>465</b>
eccentricità muro	$e_{Vm}$	[m]	0.9
momento muro frontale	$M_{Tm}$	[kNm]	<b>409</b>
spinta terreno su muro+fondazione	$S_z$	[kN]	<b>861</b>
eccentricità fondazione	$e_{Vz}$	[m]	1.6
forza di attrito terreno su muro+fondazione	$N_z$	[kN]	<b>0</b>
eccentricità fondazione	$e_{Tz}$	[m]	-2.9
momento intradosso zattera	$M_{Tz}$	[kNm]	<b>1403</b>

Per considerare la presenza del sovraccarico permanente (ballast) gravante sul rinterro della spalla e a tergo di essa, si considera un carico uniformemente distribuito di lunghezza indefinita con valore pari a  $q=14.4\text{KN/m}^2$ . Il valore della spinta risultante al metro è dunque pari a  $S=k_0 \cdot q \cdot H$ , con punto di applicazione posizionato a metà dell'altezza dell'elemento su cui insiste. Tale forza si considera agente in senso longitudinale su una larghezza pari a quella della massiciata, mentre in senso trasversale sull'intera lunghezza dei muri andatori.

<b><i>Sovraccarichi permanenti portati</i></b>			
carico uniforme	q	[kN/m <sup>2</sup> ]	<b>14.4</b>
spinta terreno su muro	S <sub>m</sub>	[kN]	<b>167</b>
eccentricità muro	e <sub>vm</sub>	[m]	<b>0.9</b>
momento muro frontale	M <sub>fm</sub>	[kNm]	<b>147</b>
spinta terreno su muro+fondazione	S <sub>z</sub>	[kN]	<b>310</b>
eccentricità fondazione	e <sub>vz</sub>	[m]	<b>1.6</b>
forza di attrito terreno su muro+fondazione	N <sub>z</sub>	[kN]	<b>0</b>
eccentricità fondazione	e <sub>tz</sub>	[m]	<b>-2.9</b>
momento intradosso zattera	M <sub>tz</sub>	[kNm]	<b>505</b>

## 6.9 Sovrappinta sismica

In condizione sismica si considera un incremento della spinta del terreno rispetto alla condizione statica in esercizio. La sovrappinta sismica può essere calcolata con la teoria di Wood, risultando in un valore di spinta al metro pari a  $\Delta S_{ae} = a_{max}/g \cdot \gamma \cdot H^2$ , da applicare ad una quota pari ad  $H/2$  nel caso di muro impedito di traslare.

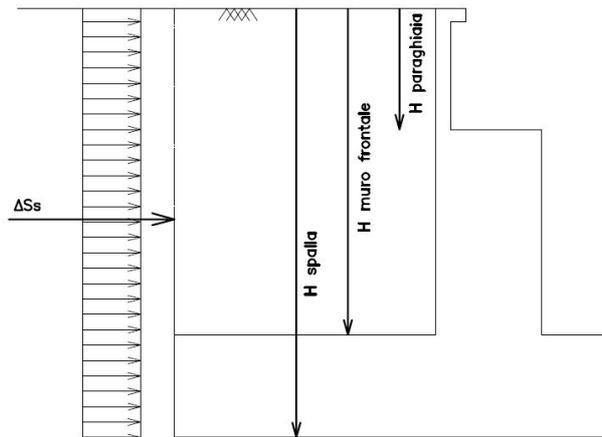


Fig. 5 – Schema per il calcolo degli effetti della sovrappinta sismica

<b>Terreno di rinterro</b>								
peso	$W_p$	[kN]	1513					
forza sismica	$F_L = F_T$	[kN]	198					
eccentricità muro	$e_{vm}$	[m]	0.3					
momento muro frontale	$M_{Tm} = M_{Lm}$	[kN]	49					
eccentricità fondazione	$e_{vz}$	[m]	1.8					
momento intradosso zattera	$M_{Tz} = M_{Lz}$	[kN]	346					
<b>Cuneo di terreno</b>				<b>1+k<sub>v</sub></b>	<b>1-k<sub>v</sub></b>			
			1.065	0.93				
metodo di analisi	Wood							
angolo di attrito del terreno	$\phi'k$	[deg]	30	30				
angolo di attrito terreno-parete	$\delta$	[deg]	0	0				
angolo sismico	$\theta$	[deg]	6.98	7.95				
coefficiente di spinta attiva	$K_a$		0.4125	0.4251				
componente orizzontale del coefficiente di spinta	$K_{ah}$		0.4125	0.4251	<b>1+k<sub>v</sub></b>	<b>1+k<sub>v</sub></b>	<b>1-k<sub>v</sub></b>	<b>1-k<sub>v</sub></b>
incremento di coefficiente di spinta in fase sismica	$\Delta K_{ah}$		-0.0875	-0.0749	W	MO	W	MO
spinta terreno su muro	$S_m$	[kN]	145	127	145	-36	127	-27
eccentricità muro	$e_{vm}$	[m]	0.88	0.88				
momento muro frontale	$M_{Tm}$	[kNm]	128	112				
spinta terreno su muro+fondazione	$S_z$	[kN]	424	381				
eccentricità fondazione	$e_{vz}$	[m]	1.6	1.6				
momento intradosso zattera	$M_{Tz}$	[kNm]	691	622				

## 6.10 Forze inerziali dovute al sisma

In fase sismica si devono considerare le azioni orizzontali e verticali agenti sulla spalla dovute all'inerzia delle parti in calcestruzzo e del rinterro compreso tra i muri andatori. Le risultanti orizzontali e verticali sono rispettivamente pari ad  $F_h = k_h \cdot W$  e  $F_v = k_v \cdot W$ , dove i coefficienti  $k_h$  e  $k_v$  sono calcolati come esposto al paragrafo 7.11.6 delle NTC08 risultando pari a  $k_h = \beta_m \cdot a_{max} / g$ ,  $k_v = \pm 0.5 k_h$  con  $a_{max} = S_s \cdot S_t \cdot a_g$ . Il coefficiente  $\beta_m$  è stato considerato unitario, non essendo la spalla libera di traslare rispetto al terreno.

<b>Paraghiaia</b>			
peso	$W_p$	[kN]	146
forza sismica	$F_L = F_T$	[kN]	<b>19</b>
eccentricità muro	$e_{vm}$	[m]	1.1
momento muro frontale	$M_{Tm} = M_{Lm}$	[kN]	<b>21</b>
eccentricità fondazione	$e_{vz}$	[m]	2.6
momento intradosso zattera	$M_{Tz} = M_{Lz}$	[kN]	<b>50</b>
<b>Muro frontale</b>			
peso	$W_p$	[kN]	231
forza sismica	$F_L = F_T$	[kN]	<b>30</b>
eccentricità muro	$e_{vm}$	[m]	0.3
momento muro frontale	$M_{Tm} = M_{Lm}$	[kN]	<b>8</b>
eccentricità fondazione	$e_{vz}$	[m]	1.8
momento intradosso zattera	$M_{Tz} = M_{Lz}$	[kN]	<b>53</b>
<b>Muri andatori</b>			
peso	$W_p$	[kN]	128
forza sismica	$F_L = F_T$	[kN]	<b>17</b>
eccentricità muro	$e_{vm}$	[m]	0.3
momento muro frontale	$M_{Tm} = M_{Lm}$	[kN]	<b>4</b>
eccentricità fondazione	$e_{vz}$	[m]	1.8
momento intradosso zattera	$M_{Tz} = M_{Lz}$	[kN]	<b>29</b>
<b>Zattera di fondazione</b>			
peso	$W_p$	[kN]	2958
forza sismica	$F_L = F_T$	[kN]	<b>386</b>
eccentricità fondazione	$e_{vz}$	[m]	0.8
momento intradosso zattera	$M_{Tz} = M_{Lz}$	[kN]	<b>290</b>

## 7 COMBINAZIONE DEI CARICHI

Le verifiche di sicurezza strutturali e geotecniche sono state condotte utilizzando combinazioni di carico definite in ottemperanza alle NTC08, secondo quanto riportato nei paragrafi 2.5.3, 5.1.3.12. 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.

### 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 (rara), generalmente impiegata per gli stati limite di esercizio (SLE) irreversibili, da utilizzarsi nelle verifiche alle tensioni ammissibili di cui al § 2.7:

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

- 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 (v. § 3.2):

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

- Combinazione eccezionale, impiegata per gli stati limite ultimi connessi alle azioni eccezionali di progetto  $A_d$  (v. § 3.6):

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

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

		Coefficiente	EQU <sup>(1)</sup>	A1 STR	A2 GEO	Combinazione eccezionale	Combinazione Sismica
Carichi permanenti	favorevoli	$\gamma_{G1}$	0,90	1,00	1,00	1,00	1,00
	sfavorevoli		1,10	1,35	1,00	1,00	1,00
Carichi permanenti non strutturali <sup>(2)</sup>	favorevoli	$\gamma_{G2}$	0,00	0,00	0,00	1,00	1,00
	sfavorevoli		1,50	1,50	1,30	1,00	1,00
Ballast <sup>(3)</sup>	favorevoli	$\gamma_B$	0,90	1,00	1,00	1,00	1,00
	sfavorevoli		1,50	1,50	1,30	1,00	1,00
Carichi variabili da traffico <sup>(4)</sup>	favorevoli	$\gamma_Q$	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,45	1,45	1,25	0,20 <sup>(5)</sup>	0,20 <sup>(5)</sup>
Carichi variabili	favorevoli	$\gamma_{Qi}$	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,50	1,50	1,30	1,00	0,00
Precompressione	favorevole	$\gamma_P$	0,90	1,00	1,00	1,00	1,00
	sfavorevole		1,00 <sup>(6)</sup>	1,00 <sup>(7)</sup>	1,00	1,00	1,00

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

<sup>(2)</sup> Nel caso in cui i carichi permanenti non strutturali (ad es. carichi permanenti portati) siano compiutamente definiti si potranno adottare gli stessi coefficienti validi per le azioni permanenti.

<sup>(3)</sup> Quando si prevedano variazioni significative del carico dovuto al ballast, se ne dovrà tener conto esplicitamente nelle verifiche.

<sup>(4)</sup> Le componenti delle azioni da traffico sono introdotte in combinazione considerando uno dei gruppi di carico gr della Tab. 5.2.IV.

<sup>(5)</sup> Aliquota di carico da traffico da considerare.

<sup>(6)</sup> 1,30 per instabilità in strutture con precompressione esterna.

<sup>(7)</sup> 1,20 per effetti locali.

Azioni		$\psi_0$	$\psi_1$	$\psi_2$
Azioni singole da traffico	Carico sul rilevato a tergo delle spalle	0,80	0,50	0,0
	Azioni aerodinamiche generate dal transito dei convogli	0,80	0,50	0,0
Gruppi di carico	gr1	0,80 <sup>(2)</sup>	0,80 <sup>(1)</sup>	0,0
	gr2	0,80 <sup>(2)</sup>	0,80 <sup>(1)</sup>	-
	gr3	0,80 <sup>(2)</sup>	0,80 <sup>(1)</sup>	0,0
	gr4	1,00	1,00 <sup>(1)</sup>	0,0
Azioni del vento	$F_{Wk}$	0,60	0,50	0,0
Azioni da neve	in fase di esecuzione	0,80	0,0	0,0
	SLU e SLE	0,0	0,0	0,0
Azioni termiche	$T_k$	0,60	0,60	0,50

(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) 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.

	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) (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.

Le verifiche della spalla sono state effettuate secondo l'Approccio2 definito nelle NTC08.

Nel calcolo delle spinte statiche in esercizio dovute al terreno ed al sovraccarico accidentale sono stati utilizzati parametri del terreno M1 per le combinazioni STR, e parametri del terreno M2 per le combinazioni GEO.

In presenza di azione sismica le spinte del terreno (calcolate in condizioni di spinta in quiete  $k_0$ ) e le sovraspinte dovute al sisma (calcolate con la teoria di Wood), sono state calcolate con parametri del terreno ridotti M2, sia per le combinazioni SLV-str, che per le combinazioni SLV-geo.

Di seguito si riportano le tabelle di riepilogo in cui si mostrano le combinazioni di carico utilizzate (SLU-str, SLV-str, SLE) e (SLU-geo, SLV-geo).

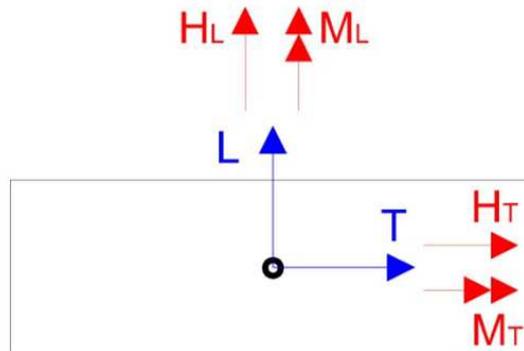
<b>STATO LIMITE DI ESERCIZIO</b>	<b>SLE</b>	<b>1</b>	<b>2</b>	<b>3</b>	<b>4</b>
peso proprio spalla	<b>g1</b>	1.0	1.0	1.0	1.0
peso proprio terreno di rinterro	<b>g2</b>	1.0	1.0	1.0	1.0
sovraccarichi permanenti su spalla	<b>g3</b>	1.0	1.0	1.0	1.0
spinte terreno di rinterro	<b>g4</b>	1.0	1.0	1.0	1.0
spinta sovraccarichi permanenti	<b>g5</b>	1.0	1.0	1.0	1.0
sovraccarichi variabili su spalla	<b>q1</b>	0.0	0.0	<b>1.0</b>	0.0
spinta sovraccarichi variabili	<b>q2</b>	0.0	0.0	<b>1.0</b>	0.0
carichi permanenti strutturali su impalcato	<b>r1</b>	1.0	1.0	1.0	1.0
carichi permanenti portati su impalcato	<b>r2</b>	1.0	1.0	1.0	1.0
attrito dei vincoli	<b>r3</b>	1.0	1.0	1.0	1.0
carichi da traffico su impalcato - max N e MT	<b>r4</b>	0.0	<b>1.0</b>	0.0	0.8
carichi da traffico su impalcato - max ML	<b>r5</b>	0.0	0.0	0.0	0.0
frenatura / accelerazione	<b>f</b>	0.0	<b>1.0</b>	0.8	0.8
vento trasversale	<b>w</b>	0.0	0.6	0.6	<b>1.0</b>

<b>STATO LIMITE ULTIMO</b>	<b>SLU - A1</b>	<b>1</b>	<b>2</b>	<b>3</b>	<b>4</b>	<b>S<sub>L</sub></b>	<b>S<sub>T</sub></b>
peso proprio spalla	<b>g1</b>	1.35	1.35	1.35	1.35	1.0	1.0
peso proprio terreno di rinterro	<b>g2</b>	1.50	1.50	1.50	1.50	1.0	1.0
sovraccarichi permanenti su spalla	<b>g3</b>	1.50	1.50	1.50	1.50	1.0	1.0
spinte terreno di rinterro	<b>g4</b>	1.50	1.50	1.50	1.50	1.0	1.0
spinta sovraccarichi permanenti	<b>g5</b>	1.50	1.50	1.50	1.50	1.0	1.0
sovraccarichi variabili su spalla	<b>q1</b>	0.00	0.00	<b>1.50</b>	0.00	0.0	0.0
spinta sovraccarichi variabili	<b>q2</b>	0.00	0.00	<b>1.50</b>	0.00	0.0	0.0
carichi permanenti strutturali su impalcato	<b>r1</b>	1.35	1.35	1.35	1.35	1.0	1.0
carichi permanenti portati su impalcato	<b>r2</b>	1.50	1.50	1.50	1.50	1.0	1.0
attrito dei vincoli	<b>r3</b>	1.50	1.50	1.50	1.50	0.0	0.0
carichi da traffico su impalcato - max N e MT	<b>r4</b>	0.00	<b>1.45</b>	0.00	1.16	0.2	0.2
carichi da traffico su impalcato - max ML	<b>r5</b>	0.00	0.00	0.00	0.00	0.2	0.2
frenatura / accelerazione	<b>f</b>	0.00	<b>1.45</b>	0.58	0.58	0.0	0.0
vento trasversale	<b>w</b>	0.00	<b>0.90</b>	0.90	<b>1.50</b>	0.0	0.0
sisma longitudinale	<b>e<sub>L</sub></b>	0.0	0.0	0.0	0.0	<b>1.0</b>	<b>0.3</b>
sisma trasversale	<b>e<sub>T</sub></b>	0.0	0.0	0.0	0.0	<b>0.3</b>	<b>1.0</b>

<b>STATO LIMITE ULTIMO</b>	<b>SLU - A2</b>	<b>1</b>	<b>2</b>	<b>3</b>	<b>4</b>	<b>S<sub>L</sub></b>	<b>S<sub>T</sub></b>
peso proprio spalla	<b>g1</b>	1.00	1.00	1.00	1.00	1.0	1.0
peso proprio terreno di rinterro	<b>g2</b>	1.30	1.30	1.30	1.30	1.0	1.0
sovraccarichi permanenti su spalla	<b>g3</b>	1.30	1.30	1.30	1.30	1.0	1.0
spinte terreno di rinterro	<b>g4</b>	1.30	1.30	1.30	1.30	1.0	1.0
spinta sovraccarichi permanenti	<b>g5</b>	1.30	1.30	1.30	1.30	1.0	1.0
sovraccarichi variabili su spalla	<b>q1</b>	0.00	0.00	<b>1.30</b>	0.00	0.0	0.0
spinta sovraccarichi variabili	<b>q2</b>	0.00	0.00	<b>1.30</b>	0.00	0.0	0.0
carichi permanenti strutturali su impalcato	<b>r1</b>	1.00	1.00	1.00	1.00	1.0	1.0
carichi permanenti portati su impalcato	<b>r2</b>	1.30	1.30	1.30	1.30	1.0	1.0
attrito dei vincoli	<b>r3</b>	1.30	1.30	1.30	1.30	0.0	0.0
carichi da traffico su impalcato - max N e MT	<b>r4</b>	0.00	<b>1.25</b>	0.00	1.00	0.2	0.2
carichi da traffico su impalcato - max ML	<b>r5</b>	0.00	0.00	0.00	0.00	0.2	0.2
frenatura / accelerazione	<b>f</b>	0.00	<b>1.25</b>	0.50	0.50	0.0	0.0
vento trasversale	<b>w</b>	0.00	<b>0.78</b>	0.78	<b>1.30</b>	0.0	0.0
sisma longitudinale	<b>e<sub>L</sub></b>	0.0	0.0	0.0	0.0	<b>1.0</b>	<b>0.3</b>
sisma trasversale	<b>e<sub>T</sub></b>	0.0	0.0	0.0	0.0	<b>0.3</b>	<b>1.0</b>

## 8 SOLLECITAZIONI A ELEMENTARI

Convenzioni utilizzate nelle tabelle seguenti:



Avendo indicato con:

- L, la direzione dell'asse longitudinale del viadotto;
- T, la direzione dell'asse trasversale del viadotto.

Nella seguente tabella sono riportate le azioni elementari in direzione orizzontale e verticale agenti alla base del muro frontale.

STATICA		N [kN]	V <sub>L</sub> [kN]	V <sub>T</sub> [kN]	M <sub>L</sub> [kNm]	M <sub>T</sub> [kNm]
peso proprio spalla	g1	377	0	0	0	-76
spinte terreno di rinterro	g4	0	194	0	0	114
spinta sovraccarichi permanenti	g5	0	167	0	0	147
spinta sovraccarichi variabili	q2	0	465	0	0	409
carichi permanenti strutturali su impalcato	r1	2944	0	0	0	442
carichi permanenti portati su impalcato	r2	1391	0	0	0	209
attrito dei vincoli	r3	0	260	0	0	130
carichi da traffico su impalcato - max N e M <sub>T</sub>	r4	3372	0	210	667	506
carichi da traffico su impalcato - max ML	r5	1699	0	210	4128	255
frenatura / accelerazione	f	0	1234	0	0	617
vento trasversale	w	0	0	159	523	0
	<b>totale</b>	<b>9783</b>	<b>2320</b>	<b>579</b>	<b>5318</b>	<b>2751</b>

Nella seguente tabella sono riportate le azioni elementari in direzione orizzontale e verticale agenti all' intradosso zattera.

STATICA		N [kN]	V <sub>L</sub> [kN]	V <sub>T</sub> [kN]	M <sub>L</sub> [kNm]	M <sub>T</sub> [kNm]
peso proprio spalla	<b>g1</b>	3463	0	0	0	331
peso proprio terreno di rinterro	<b>g2</b>	1513	0	0	0	-1627
sovraccarichi permanenti su spalla	<b>g3</b>	694	0	0	0	-746
spinte terreno di rinterro	<b>g4</b>	0	666	0	0	724
spinta sovraccarichi permanenti	<b>g5</b>	0	310	0	0	505
sovraccarichi variabili su spalla	<b>q1</b>	1927	0	0	0	-2072
spinta sovraccarichi variabili	<b>q2</b>	0	861	0	0	1403
carichi permanenti strutturali su impalcato	<b>r1</b>	2944	0	0	0	4711
carichi permanenti portati su impalcato	<b>r2</b>	1391	0	0	0	2226
attrito dei vincoli	<b>r3</b>	0	260	0	0	520
carichi da traffico su impalcato - max N e MT	<b>r4</b>	3372	0	210	982	5395
carichi da traffico su impalcato - max ML	<b>r5</b>	1699	0	210	4443	2719
frenatura / accelerazione	<b>f</b>	0	1234	0	0	2467
vento trasversale	<b>w</b>	0	0	159	317	0
<b>totale</b>		<b>17004</b>	<b>3330</b>	<b>579</b>	<b>5742</b>	<b>16556</b>

## 9 SOLLECITAZIONI DI VERIFICA

### 9.1 STATO LIMITE DI ESERCIZIO

#### *Sollecitazioni base muro frontale*

combinazione	N [kN]	V <sub>L</sub> [kN]	V <sub>T</sub> [kN]	M <sub>L</sub> [kNm]	M <sub>T</sub> [kNm]
1	4712	622	0	0	965
2	8084	1855	305	981	2088
3	4712	2073	95	314	1867
4	7409	1608	327	1057	1863
<b>M<sub>T,max</sub></b>	<b>8084</b>	<b>1855</b>	<b>305</b>	<b>981</b>	<b>2088</b>

#### *Sollecitazioni intradosso zattera*

combinazione	N [kN]	V <sub>L</sub> [kN]	V <sub>T</sub> [kN]	M <sub>L</sub> [kNm]	M <sub>T</sub> [kNm]
1	10006	1236	0	0	6645
2	13378	2470	305	1172	14507
3	11933	3084	95	190	7949
4	12703	2223	327	1103	12934
<b>M<sub>T,max</sub></b>	<b>13378</b>	<b>2470</b>	<b>305</b>	<b>1172</b>	<b>14507</b>

**STATO LIMITE ULTIMO**
**Sollecitazioni base muro frontale**

combinazione A1-M1	N [kN]	V <sub>L</sub> [kN]	V <sub>T</sub> [kN]	M <sub>L</sub> [kNm]	M <sub>T</sub> [kNm]
1	6570	932	0	0	1393
2	11459	2721	447	1438	3021
3	6570	2345	143	471	2364
4	10481	1648	482	1558	2337
<b>M<sub>T,max</sub></b>	<b>11459</b>	<b>2721</b>	<b>447</b>	<b>1438</b>	<b>3021</b>

combinazione A2-M2	N [kN]	V <sub>L</sub> [kN]	V <sub>T</sub> [kN]	M <sub>L</sub> [kNm]	M <sub>T</sub> [kNm]
1	6570	932	0	0	1393
2	11459	2721	447	1438	3021
3	6570	2345	143	471	2364
4	10481	1648	482	1558	2337
<b>M<sub>T,max</sub></b>	<b>11459</b>	<b>2721</b>	<b>447</b>	<b>1438</b>	<b>3021</b>

combinazione sismica 1 + k <sub>v</sub>	N [kN]	V <sub>L</sub> [kN]	V <sub>T</sub> [kN]	M <sub>L</sub> [kNm]	M <sub>T</sub> [kNm]
S <sub>L</sub>	401	2562	268	374	1484
S <sub>T</sub>	401	1385	892	1246	888
<b>M<sub>T,max</sub></b>	<b>401</b>	<b>2562</b>	<b>268</b>	<b>374</b>	<b>1484</b>

combinazione sismica 1 - k <sub>v</sub>	N [kN]	V <sub>L</sub> [kN]	V <sub>T</sub> [kN]	M <sub>L</sub> [kNm]	M <sub>T</sub> [kNm]
S <sub>L</sub>	352	2437	268	374	1391
S <sub>T</sub>	352	1272	892	1246	806
<b>M<sub>T,max</sub></b>	<b>352</b>	<b>2437</b>	<b>268</b>	<b>374</b>	<b>1391</b>

**Sollecitazioni intradosso zattera**

combinazione A1-M1	N [kN]	V <sub>L</sub> [kN]	V <sub>T</sub> [kN]	M <sub>L</sub> [kNm]	M <sub>T</sub> [kNm]
1	14047	1854	0	0	9211
2	18937	3643	447	1709	20611
3	16938	3861	143	286	9638
4	17959	2570	482	1615	16900
<b>M<sub>T,MAX</sub></b>	<b>18937</b>	<b>3643</b>	<b>447</b>	<b>1709</b>	<b>20611</b>

combinazione A2-M2	N [kN]	V <sub>L</sub> [kN]	V <sub>T</sub> [kN]	M <sub>L</sub> [kNm]	M <sub>T</sub> [kNm]
1	14047	1854	0	0	9211
2	18937	3643	447	1709	20611
3	16938	3861	143	286	9638
4	17959	2570	482	1615	16900
<b>M<sub>T,MAX</sub></b>	<b>18937</b>	<b>3643</b>	<b>447</b>	<b>1709</b>	<b>20611</b>

combinazione sismica	$1 + k_v$	N [kN]	V <sub>L</sub> [kN]	V <sub>T</sub> [kN]	M <sub>L</sub> [kNm]	M <sub>T</sub> [kNm]
S <sub>L</sub>		10659	3404	388	617	10563
S <sub>T</sub>		10659	1749	1295	2058	7736
<b>M<sub>T,MAX</sub></b>		<b>10659</b>	<b>3404</b>	<b>388</b>	<b>617</b>	<b>10563</b>

combinazione sismica	$1 - k_v$	N [kN]	V <sub>L</sub> [kN]	V <sub>T</sub> [kN]	M <sub>L</sub> [kNm]	M <sub>T</sub> [kNm]
S <sub>L</sub>		9353	3234	388	617	9695
S <sub>T</sub>		9353	1609	1295	2058	6916
<b>M<sub>T,MAX</sub></b>		<b>9353</b>	<b>3234</b>	<b>388</b>	<b>617</b>	<b>9695</b>

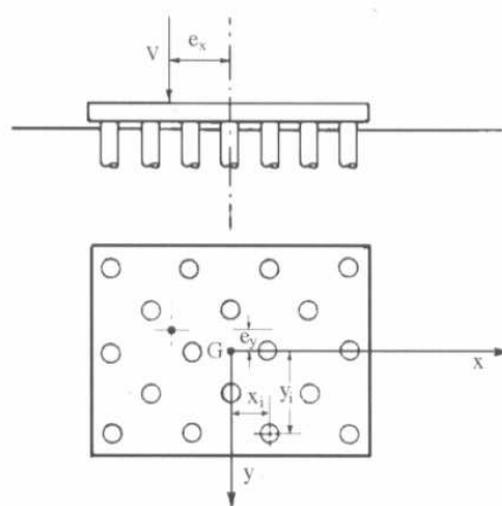
## 10 VERIFICA PLINTO DI FONDAZIONE

Per il calcolo delle sollecitazioni dei pali di fondazione si adottano le seguenti ipotesi:

- La zattera di fondazione è supposta infinitamente rigida e non in diretto contatto con il terreno;
- Si ammette che ciascun palo si comporti come un elemento elastico indipendentemente dagli altri.

In queste ipotesi, se i pali costituenti il gruppo sono tutti uguali (stesso diametro), il carico  $Q_i$  che agisce sull'  $i$ -simo palo, di coordinate  $x_i$  e  $y_i$  rispetto al baricentro della palificata, vale:

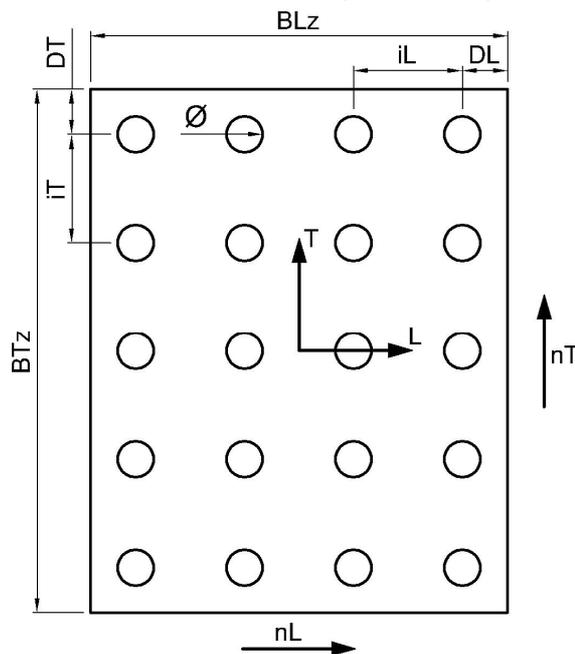
$$Q_i = \frac{V}{n} + \frac{V \cdot e_x}{\sum_{i=1}^n x_i^2} x_i + \frac{V \cdot e_y}{\sum_{i=1}^n y_i^2} y_i$$



in cui  $n$  è il numero di pali.

Nel seguito sono riportate le verifiche effettuate.

## 10.1 REAZIONI SUI PALI DI FONDAZIONE



tipologia palificata			GRIGLIA
base longitudinale	BLz	[m]	5.80
base trasversale	BTz	[m]	13.60
diametro pali	Ø	[m]	1.20
numero pali longitudinali massimo	nL		2.00
numero pali trasversali massimo	nT		4.00
numero pali totali	n		8
intrasse pali longitudinale	iL	[m]	3.60
intrasse pali trasversale	iT	[m]	3.80
interasse minimo	i		3.0 Ø
distanza del palo dal bordo longitudinale	DL	[m]	1.1
distanza del palo dal bordo trasversale	DT	[m]	1.1

### Sollecitazioni palo

combinazione A1-M1	N <sub>MAX</sub> [kN]	N <sub>MIN</sub> [kN]	V [kN]	M [kNm]
1	2396	1116	232	531
2	3866	868	459	1052
3	2798	1437	483	1107
4	3482	1008	327	749
<b>M<sub>MAX</sub></b>	<b>3866</b>	<b>868</b>	<b>459</b>	<b>1052</b>

combinazione A2-M2	N <sub>MAX</sub> [kN]	N <sub>MIN</sub> [kN]	V [kN]	M [kNm]
1	2396	1116	232	531
2	3866	868	459	1052
3	2798	1437	483	1107
4	3482	1008	327	749
<b>M<sub>MAX</sub></b>	<b>3866</b>	<b>868</b>	<b>459</b>	<b>1052</b>

combinazione sismica 1 + kv	N <sub>MAX</sub> [kN]	N <sub>MIN</sub> [kN]	V [kN]	M [kNm]
SL	2090	574	428	982
ST	1951	714	272	624
<b>M<sub>MAX</sub></b>	<b>2090</b>	<b>574</b>	<b>428</b>	<b>982</b>

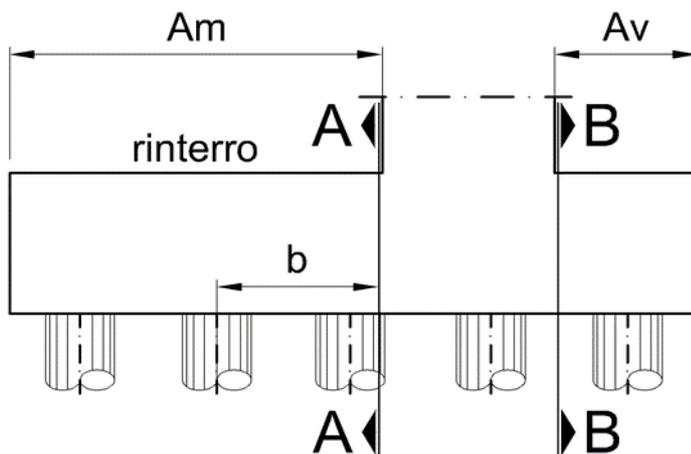
  

combinazione sismica 1 - kv	N <sub>MAX</sub> [kN]	N <sub>MIN</sub> [kN]	V [kN]	M [kNm]
SL	1867	471	407	933
ST	1731	608	258	592
<b>M<sub>MAX</sub></b>	<b>1867</b>	<b>471</b>	<b>407</b>	<b>933</b>

## 10.2 VERIFICA PLINTO

### **Sollecitazioni intradosso zattera**

sforzo normale	<b>N</b>	[kN]	<b>18937</b>
momento flettente massimo	<b>M<sub>T</sub></b>	[kNm]	<b>20611</b>



aggetto valle muro	$A_v$	[m]	0.8
aggetto monte muro	$A_m$	[m]	3.7
coeff. parziale peso zattera e rinterro	$\gamma$		1.0
peso rinterro	$p_r$	[kN/m]	415
peso zattera	$p_z$	[kN/m]	510

### **Sollecitazioni sezione A**

	$x_{Li}$ [m]	$N_i$ [kN]	$b_A$ [m]	$V_A$ [kN]	$M_A$ [kNm]
fila 1	-1.8	3743	2.55	3743	9545
fila 2	1.8	15193	0	0	0
peso rinterro		-1513	1.825	-1513	-2762
peso zattera		-1862	1.825	-1862	-3397
<b>totale</b>				<b>368</b>	<b>3386</b>

### **Sollecitazioni sezione B**

	$x_{Li}$ [m]	$N_i$ [kN]	$b_B$ [m]	$V_B$ [kN]	$M_B$ [kNm]
fila 1	-1.8	3743	0	0	0
fila 2	1.8	15193	0	0	0
peso zattera		-383	0.375	-383	-143
<b>totale</b>				<b>-383</b>	<b>-143</b>

### Verifica a flessione

#### grandezze di progetto

##### calcestruzzo

resistenza di calcolo a compressione	$f_{cd}$	[MPa]	14.1
deformazione ultima per compressione	$\epsilon_{cu}$		0.0035

##### acciaio

tensione caratteristica di snervamento	$f_{yd}$	[MPa]	391
deformazione allo sverramento	$\epsilon_{sy}$		0.0019

#### geometria sezione

larghezza sezione	$bTz$	[m]	13.6
altezza sezione	$hz$	[m]	1.5

#### armatura superiore

##### strato 1

diametro armatura	$\phi$	[mm]	20
interasse barre	$i\phi$	[mm]	200
numero barre	$n\phi$		68
copriferro di calcolo strato 1	$c'_1$	[mm]	78
area armatura superiore strato 1	$A'_{s1}$	[mm <sup>2</sup> ]	21363

#### armatura inferiore

##### strato 1

diametro armatura	$\phi$	[mm]	26
interasse barre	$i\phi$	[mm]	200
numero barre	$n\phi$		78
copriferro di calcolo strato 1	$c_1$	[mm]	78
area armatura inferiore strato 1	$A_{s1}$	[mm <sup>2</sup> ]	41413

altezza utile	$d$	[mm]	1422
copriferro superiore di calcolo	$d'$	[mm]	78
parametro stress-block	$\lambda$		0.8
distanza estradosso sezione-asse neutro	$y_n$	[mm]	160
posizione asse neutro rottura bilanciata	$y_{Bn}$	[mm]	922

**Rottura  
duttile**

momento resistente	$M_{Rd}$	[kNm]	21889
momento sollecitante	$M_{Ed}$	[kNm]	3386

**verifica**

### Verifica a taglio

#### Elementi senza armature trasversali resistenti a taglio

$$V_{Rd} = \left\{ 0,18 \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_l \cdot f_{ck})^{1/3} / \gamma_c + 0,15 \cdot \sigma_{cp} \right\} \cdot b_w \cdot d \geq (v_{\min} + 0,15 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d$$

larghezza sezione	$b_w$	[mm]	13600
altezza sezione	$h$	[mm]	1500
altezza utile sezione	$d$	[mm]	1422
armatura longitudinale	$A_{sl}$	[mm <sup>2</sup> ]	41413
rapporto geometrico di armatura longitudinale	$\rho_l$		0.002
tensione media di compressione nella sezione	$\sigma_{cp}$	[MPa]	0
resistenza caratteristica cilindrica	$f_{ck}$	[MPa]	25
resistenza a taglio	$V_{Rd}$	[kN]	<b>5575</b>
sforzo di taglio massimo	$V_{Ed}$	[kN]	<b>0</b>

**verificato**

## 11 VERIFICA DEL MURO FRONTALE

### STATO LIMITE DI ESERCIZIO

#### Sollecitazioni base muro frontale

combinazione	N [kN]	V <sub>L</sub> [kN]	V <sub>T</sub> [kN]	M <sub>L</sub> [kNm]	M <sub>T</sub> [kNm]
1	4712	622	0	0	965
2	8084	1855	305	981	2088
3	4712	2073	95	314	1867
4	7409	1608	327	1057	1863
<b>M<sub>T,max</sub></b>	<b>8084</b>	<b>1855</b>	<b>305</b>	<b>981</b>	<b>2088</b>

### STATO LIMITE ULTIMO

#### Sollecitazioni base muro frontale

combinazione A1-M1	N [kN]	V <sub>L</sub> [kN]	V <sub>T</sub> [kN]	M <sub>L</sub> [kNm]	M <sub>T</sub> [kNm]
1	6570	932	0	0	1393
2	11459	2721	447	1438	3021
3	6570	2345	143	471	2364
4	10481	1648	482	1558	2337
<b>M<sub>T,max</sub></b>	<b>11459</b>	<b>2721</b>	<b>447</b>	<b>1438</b>	<b>3021</b>

combinazione A2-M2	N [kN]	V <sub>L</sub> [kN]	V <sub>T</sub> [kN]	M <sub>L</sub> [kNm]	M <sub>T</sub> [kNm]
1	6570	932	0	0	1393
2	11459	2721	447	1438	3021
3	6570	2345	143	471	2364
4	10481	1648	482	1558	2337
<b>M<sub>T,max</sub></b>	<b>11459</b>	<b>2721</b>	<b>447</b>	<b>1438</b>	<b>3021</b>

combinazione sismica 1 + k <sub>v</sub>	N [kN]	V <sub>L</sub> [kN]	V <sub>T</sub> [kN]	M <sub>L</sub> [kNm]	M <sub>T</sub> [kNm]
S <sub>L</sub>	401	2562	268	374	1484
S <sub>T</sub>	401	1385	892	1246	888
<b>M<sub>T,max</sub></b>	<b>401</b>	<b>2562</b>	<b>268</b>	<b>374</b>	<b>1484</b>

combinazione sismica 1 - k <sub>v</sub>	N [kN]	V <sub>L</sub> [kN]	V <sub>T</sub> [kN]	M <sub>L</sub> [kNm]	M <sub>T</sub> [kNm]
S <sub>L</sub>	352	2437	268	374	1391
S <sub>T</sub>	352	1272	892	1246	806
<b>M<sub>T,max</sub></b>	<b>352</b>	<b>2437</b>	<b>268</b>	<b>374</b>	<b>1391</b>

### Verifica a presso-flessione

#### geometria sezione

larghezza sezione	bTm	[m]	13.2
altezza sezione	bLm	[m]	1.4

#### armatura compressa

##### strato 1

diametro armatura	$\phi$	[mm]	20
interasse barre	$i\phi$	[mm]	200
numero barre	$n\phi$		66
copriferro di calcolo strato 1	$c'_1$	[mm]	78
area armatura compressa strato 1	$A'_{s1}$	[mm <sup>2</sup> ]	20735
area armatura compressa	$A'_s$	[mm <sup>2</sup> ]	20735
rapporto geometrico di armatura	$\rho'_s$		0.11%

#### armatura tesa

##### strato 1

diametro armatura	$\phi$	[mm]	20
interasse barre	$i\phi$	[mm]	200
numero barre	$n\phi$		66
copriferro di calcolo strato 1	$c_1$	[mm]	78
area armatura tesa strato 1	$A_{s1}$	[mm <sup>2</sup> ]	20735
area armatura tesa	$A_s$	[mm <sup>2</sup> ]	20735
rapporto geometrico di armatura	$\rho_s$		0.11%
altezza utile	d	[mm]	1350

#### sollecitazioni massime

##### $N_{MAX}$

sforzo normale massimo	$N_{MAX}$	[kN]	11459
momento flettente longitudinale	$M_L$	[kNm]	1438
momento flettente trasversale	$M_T$	[kNm]	3021
momento flettente resistente longitudinale	$M_{L, Rd}$	[kNm]	96674
momento flettente resistente trasversale	$M_{T, Rd}$	[kNm]	18282

**Verifica SI**

##### $N_{MIN}$

sforzo normale minimo	$N_{MIN}$	[kN]	352
momento flettente longitudinale	$M_L$	[kNm]	374
momento flettente trasversale	$M_T$	[kNm]	1391
momento flettente resistente longitudinale	$M_{L, Rd}$	[kNm]	26402

momento flettente resistente trasversale	<b>M<sub>T, Rd</sub></b>	[kNm]	<b>11050</b>
		<b>Verifica</b>	<b>SI</b>
<b>M<sub>TMAX</sub></b>			
sforzo normale minimo	<b>N<sub>MIN</sub></b>	[kN]	<b>11459</b>
momento flettente longitudinale	<b>M<sub>L</sub></b>	[kNm]	<b>1438</b>
momento flettente trasversale	<b>M<sub>TMAX</sub></b>	[kNm]	<b>3021</b>
momento flettente resistente longitudinale	<b>M<sub>L, Rd</sub></b>	[kNm]	<b>96674</b>
momento flettente resistente trasversale	<b>M<sub>T, Rd</sub></b>	[kNm]	<b>18282</b>
		<b>Verifica</b>	<b>SI</b>

### Verifica a taglio

#### Elementi senza armature trasversali resistenti a taglio

$$V_{Rd} = \left\{ 0,18 \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_l \cdot f_{ck})^{1/3} / \gamma_c + 0,15 \cdot \sigma_{cp} \right\} \cdot b_w \cdot d \geq (v_{\min} + 0,15 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d$$

larghezza sezione	b <sub>w</sub>	[mm]	13200
altezza sezione	h	[mm]	1400
altezza utile sezione	d	[mm]	1350
armatura longitudinale	A <sub>sl</sub>	[mm <sup>2</sup> ]	20735
rapporto geometrico di armatura longitudinale	ρ <sub>l</sub>		0.001
tensione media di compressione nella sezione	σ <sub>cp</sub>	[MPa]	0.62
resistenza caratteristica cilindrica	f <sub>ck</sub>	[MPa]	33
resistenza a taglio	V <sub>Rd</sub>	[kN]	<b>6304</b>
sforzo di taglio massimo	V <sub>Ed</sub>	[kN]	<b>2721</b>

**verificato**

## 12 VERIFICA PALI DI FONDAZIONE

### Sollecitazioni intradosso zattera

combinazione A1-M1	N [kN]	V <sub>L</sub> [kN]	V <sub>T</sub> [kN]	M <sub>L</sub> [kNm]	M <sub>T</sub> [kNm]
1	14047	1854	0	0	9211
2	18937	3643	447	1709	20611
3	16938	3861	143	286	9638
4	17959	2570	482	1615	16900
<b>M<sub>T,MAX</sub></b>	<b>18937</b>	<b>3643</b>	<b>447</b>	<b>1709</b>	<b>20611</b>

combinazione A2-M2	N [kN]	V <sub>L</sub> [kN]	V <sub>T</sub> [kN]	M <sub>L</sub> [kNm]	M <sub>T</sub> [kNm]
1	14047	1854	0	0	9211
2	18937	3643	447	1709	20611
3	16938	3861	143	286	9638
4	17959	2570	482	1615	16900
<b>M<sub>T,MAX</sub></b>	<b>18937</b>	<b>3643</b>	<b>447</b>	<b>1709</b>	<b>20611</b>

combinazione sismica 1 + k <sub>v</sub>	N [kN]	V <sub>L</sub> [kN]	V <sub>T</sub> [kN]	M <sub>L</sub> [kNm]	M <sub>T</sub> [kNm]
S <sub>L</sub>	10659	3404	388	617	10563
S <sub>T</sub>	10659	1749	1295	2058	7736
<b>M<sub>T,MAX</sub></b>	<b>10659</b>	<b>3404</b>	<b>388</b>	<b>617</b>	<b>10563</b>

combinazione sismica 1 - k <sub>v</sub>	N [kN]	V <sub>L</sub> [kN]	V <sub>T</sub> [kN]	M <sub>L</sub> [kNm]	M <sub>T</sub> [kNm]
S <sub>L</sub>	9353	3234	388	617	9695
S <sub>T</sub>	9353	1609	1295	2058	6916
<b>M<sub>T,MAX</sub></b>	<b>9353</b>	<b>3234</b>	<b>388</b>	<b>617</b>	<b>9695</b>

### Sollecitazioni palo

combinazione A1-M1	N <sub>MAX</sub> [kN]	N <sub>MIN</sub> [kN]	V [kN]	M [kNm]
1	2396	1116	232	531
2	3866	868	459	1052
3	2798	1437	483	1107
4	3482	1008	327	749
<b>M<sub>MAX</sub></b>	<b>3866</b>	<b>868</b>	<b>459</b>	<b>1052</b>

combinazione A2-M2	N <sub>MAX</sub> [kN]	N <sub>MIN</sub> [kN]	V [kN]	M [kNm]
1	2396	1116	232	531
2	3866	868	459	1052
3	2798	1437	483	1107

4	3482	1008	327	749
<b>M<sub>MAX</sub></b>	<b>3866</b>	<b>868</b>	<b>459</b>	<b>1052</b>
<b>combinazione sismica 1 + kv</b>	<b>N<sub>MAX</sub> [kN]</b>	<b>N<sub>MIN</sub> [kN]</b>	<b>V [kN]</b>	<b>M [kNm]</b>
SL	2090	574	428	982
ST	1951	714	272	624
<b>M<sub>MAX</sub></b>	<b>2090</b>	<b>574</b>	<b>428</b>	<b>982</b>
<b>combinazione sismica 1 - kv</b>	<b>N<sub>MAX</sub> [kN]</b>	<b>N<sub>MIN</sub> [kN]</b>	<b>V [kN]</b>	<b>M [kNm]</b>
SL	1867	471	407	933
ST	1731	608	258	592
<b>M<sub>MAX</sub></b>	<b>1867</b>	<b>471</b>	<b>407</b>	<b>933</b>

### Verifica a presso-flessione

#### geometria sezione

diametro palo	∅	[m]	1.2
diametro armatura longitudinale	φ	[mm]	26
numero barre	nφ		28
copriferro di calcolo	c	[mm]	102
interasse barre	iφ	[mm]	112

#### sollecitazioni massime

<b>N<sub>MAX</sub></b>			
sforzo normale massimo	<b>N<sub>MAX</sub></b>	[kN]	<b>3866</b>
momento flettente massimo	<b>M<sub>MAX</sub></b>	[kNm]	<b>1052</b>
momento flettente resistente	<b>M<sub>Rd</sub></b>	[kNm]	<b>3559</b>
			<b>Verifica SI</b>
<b>N<sub>MIN</sub></b>			
sforzo normale minimo	<b>N<sub>MIN</sub></b>	[kN]	<b>471</b>
momento flettente massimo	<b>M<sub>MAX</sub></b>	[kNm]	<b>933</b>
momento flettente resistente	<b>M<sub>Rd</sub></b>	[kNm]	<b>2711</b>
			<b>Verifica SI</b>
<b>M<sub>MAX</sub></b>			
sforzo normale minimo	<b>N<sub>MIN</sub></b>	[kN]	<b>868</b>
momento flettente massimo	<b>M<sub>MAX</sub></b>	[kNm]	<b>1052</b>
momento flettente resistente	<b>M<sub>Rd</sub></b>	[kNm]	<b>2832</b>
			<b>Verifica SI</b>

### Verifica a taglio

diametro palo	∅	[mm]	1200
area cerchio	A <sub>∅</sub>	[mm <sup>2</sup> ]	1130973

base equivalente al rettangolo	$b_w$	[mm]	1080
altezza utile equivalente al rettangolo	$d$	[mm]	859
area rettangolo equivalente	$A_R$	[mm <sup>2</sup> ]	927417.6
classe del calcestruzzo	$R_{ck}$	[MPa]	30
resistenza a compressione ridotta	$f'_{cd}$	[MPa]	8.3
resistenza a trazione di progetto	$f_{yd}$	[MPa]	391

#### taglio compressione

forza assiale di progetto	$N_{ed}$	[kN]	3866
tensione media di compressione	$\sigma_{cp}$	[MPa]	3.4
coefficiente maggiorativo per membrane compresse	$\alpha_c$		1.21
resistenza di calcolo a "taglio compressione"	$V_{Rcd}$	[kN]	<b>4177</b>

#### taglio trazione

inclinazione puntone	$\theta$	[deg]	45	
		[rad]	0.79	
inclinazione staffe	$\alpha$	[deg]	90	
		[rad]	1.57	
diametro barre staffe	$\emptyset$	[mm]	14	20
numero bracci	$n$		2	0
area staffa	$A_{sw}$	[mm <sup>2</sup> ]	307.9	0.0
passo	$s$	[mm]	100	500
resistenza di calcolo a "taglio trazione"	$V_{Rsd}$	[kN]	<b>931</b>	<b>0</b>

resistenza a taglio	$V_{Rd}$	[kN]	<b>931</b>
taglio sollecitante	$V_{Ed}$	[kN]	<b>483</b>

**verifica**

## STATO LIMITE DI ESERCIZIO

### Sollecitazioni intradosso zattera

combinazione	N [kN]	V <sub>L</sub> [kN]	V <sub>T</sub> [kN]	M <sub>L</sub> [kNm]	M <sub>T</sub> [kNm]
1	10006	1236	0	0	6645
2	13378	2470	305	1172	14507
3	11933	3084	95	190	7949
4	12703	2223	327	1103	12934
<b>M<sub>T,max</sub></b>	<b>13378</b>	<b>2470</b>	<b>305</b>	<b>1172</b>	<b>14507</b>

### Sollecitazioni palo

combinazione	N <sub>MAX</sub> [kN]	N <sub>MIN</sub> [kN]	V [kN]	M [kNm]
combo	1909	592	155	354
1	3122	222	311	713
2	2542	441	386	884
3	2887	288	281	644
<b>M<sub>MAX</sub></b>	<b>3122</b>	<b>222</b>	<b>311</b>	<b>713</b>

### Verifica a fessurazione senza calcolo diretto

#### grandezze di progetto

valore di calcolo di apertura delle fessure	w <sub>d</sub>	[mm]	0.2
diametro armatura longitudinale	φ	[mm]	26
interasse barre	iφ	[mm]	112

#### tabelle C4.1.II e III della Circ. alle NTC08

limite di tensione dell'acciaio	σ <sub>s</sub>	[MPa]	160
---------------------------------	----------------	-------	-----

#### sollecitazioni massime

sforzo normale minimo	N <sub>MIN</sub>	[kN]	222
momento flettente massimo	M <sub>MAX</sub>	[kNm]	713

Verifica C.A. S.L.U. - File

File Materiali Opzioni Visualizza Progetto Sez. Rett. Sismica Normativa: NTC 2008 ?

Titolo : \_\_\_\_\_

**Sezione circolare cava**

Raggio esterno: 60 [cm]  
 Raggio interno: 0 [cm]  
 N° barre uguali: 28  
 Diametro barre: 2.6 [cm]  
 Copriferro (baric.): 10.2 [cm]

N° barre: 0 Zoom

**Tipo Sezione**

Rettan.re  Trapezi  
 a T  Circolare  
 Rettangoli  Coord.

**Sollecitazioni**

S.L.U.  Metodo n

N<sub>Ed</sub>: 0 222 kN  
 M<sub>xEd</sub>: 0 713 kNm  
 M<sub>yEd</sub>: 0 0

**P.to applicazione N**

Centro  Baricentro cls  
 Coord.[cm]

xN: 0  
 yN: 0

**Metodo di calcolo**

S.L.U.+  S.L.U.-  
 Metodo n

**Materiali**

B450C C30/37

$\epsilon_{su}$ : 67.5 ‰  $\epsilon_{c2}$ : 2 ‰  
 $f_{yd}$ : 391.3 N/mm<sup>2</sup>  $\epsilon_{cu}$ : 3.5 ‰  
 $E_s$ : 200 000 N/mm<sup>2</sup>  $f_{cd}$ : 17 ‰  
 $E_s/E_c$ : 15  $f_{cc}/f_{cd}$ : 0.8  
 $\epsilon_{syd}$ : 1.957 ‰  $\sigma_{c,adm}$ : 11.5  
 $\sigma_{s,adm}$ : 255 N/mm<sup>2</sup>  $\tau_{co}$ : 0.6933  
 $\tau_{c1}$ : 2.029

$\sigma_c$ : -5.581 N/mm<sup>2</sup>  
 $\sigma_s$ : 139.5 N/mm<sup>2</sup>  
 $\epsilon_s$ : 0.6976 ‰  
 d: 109.8 cm  
 x: 41.18 x/d: 0.375  
 $\delta$ : 0.9088

Vertici: 52  
 Verifica  
 N° iterazioni: 4  
 Precompresso

