

COMMITTENTE:



PROGETTAZIONE:



CUP: J47109000030009

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

VI09 - Scavalco via Per Birolo km 15+377,15

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 0 9 0 4 0 0 1 A

Rev.	Descrizione	Redatto	Data	Verificato	Data	Approvato	Data	Autorizzato	Data
A	EMISSIONE ESECUTIVA	CONSORZIO INTEGRATA	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: NM0Z20D26CLVI0904001A

n. Elab.:

INDICE

1	PREMESSA	4
2	SCOPO DEL DOCUMENTO	5
3	RIFERIMENTI NORMATIVI	7
4	PARAMETRI GEOTECNICI	8
5	MATERIALI	9
6	ANALISI DEI CARICHI	11
6.1	CARICHI PERMANENTI STRUTTURALI E NON STRUTTURALI.....	11
6.2	CARICHI DA TRAFFICO.....	11
6.3	AZIONI ORIZZONTALI DA TRAFFICO (FRENATURA/AVVIAMENTO, CENTRIFUGA, SERPEGGIO)	11
6.4	CARICO DA VENTO.....	12
6.5	AZIONE SISMICA	12
6.6	RIEPILOGO DEI CARICHI TRASMESSI DALL'IMPALCATO.....	15
6.7	SPINTA STATICA DEL TERRENO	15
6.8	SPINTA DOVUTA AL SOVRACCARICO ACCIDENTALE E PERMANENTE (BALLAST)	16
6.9	SOVRASPINTA SISMICA.....	18
6.10	FORZE INERZIALI DOVUTE AL SISMA.....	19
7	COMBINAZIONE DEI CARICHI.....	20
8	SOLLECITAZIONI A ELEMENTARI.....	25
9	SOLLECITAZIONI A DI VERIFICA	27
9.1	STATO LIMITE DI ESERCIZIO	27
9.2	STATO LIMITE ULTIMO.....	28
10	VERIFICA PLINTO DI FONDAZIONE.....	29
10.1	REAZIONI SUI PALI DI FONDAZIONE.....	30
11	VERIFICA DEL MURO FRONTALE.....	38



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

VI09 – Scavalco via per Biolo
Relazione di calcolo spalle e fondazioni

COMMESSA	LOTTO	FASE-ENTE	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NM0Z	20	D 26	CLVI0904001	A	3 di 44

12 VERIFICA PALI DI FONDAZIONE41

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.

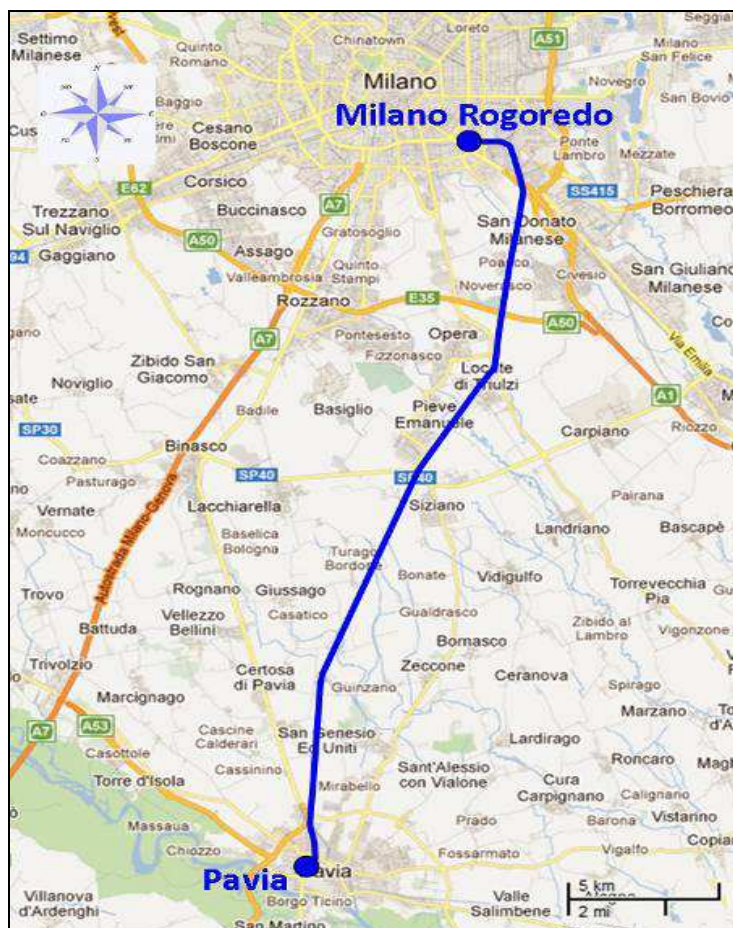


Figura 1-1 – Ubicazione del tracciato dell’opera in progetto

Nella presente relazione è riportato il calcolo delle spalle e delle fondazioni dell’opera principale VI09 – *Scavalco via per Birolo*.

2 SCOPO DEL DOCUMENTO

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, un'altezza massima di 1.90m.

Lungo ciascun muro andatore è presente per tutto lo sviluppo della spalla, un cordolo in calcestruzzo di larghezza complessiva pari ad 0.82m (di cui 0.42m a sbalzo) lato marciapiede e 0.58 (di cui 0.18m 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.

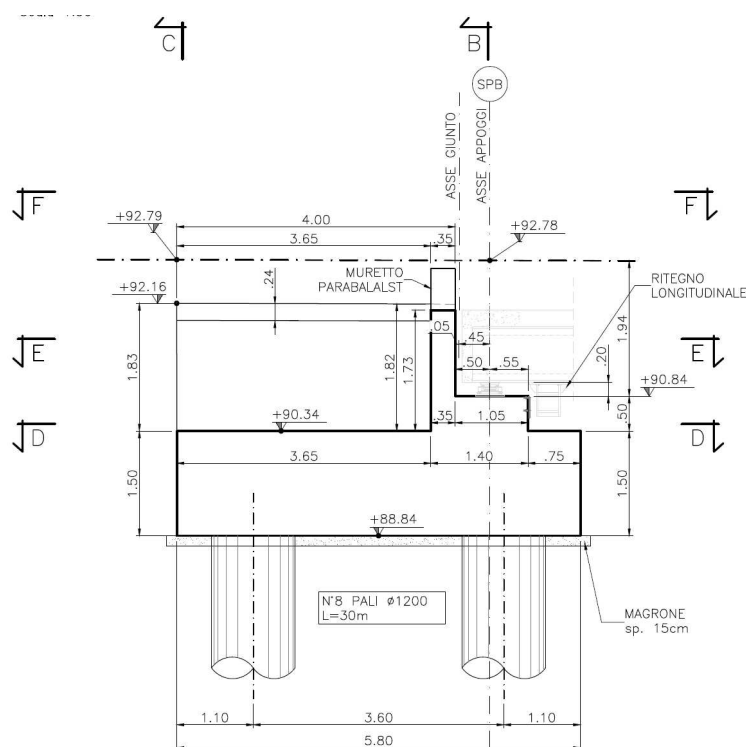


Fig. 1 – Sezione longitudinale

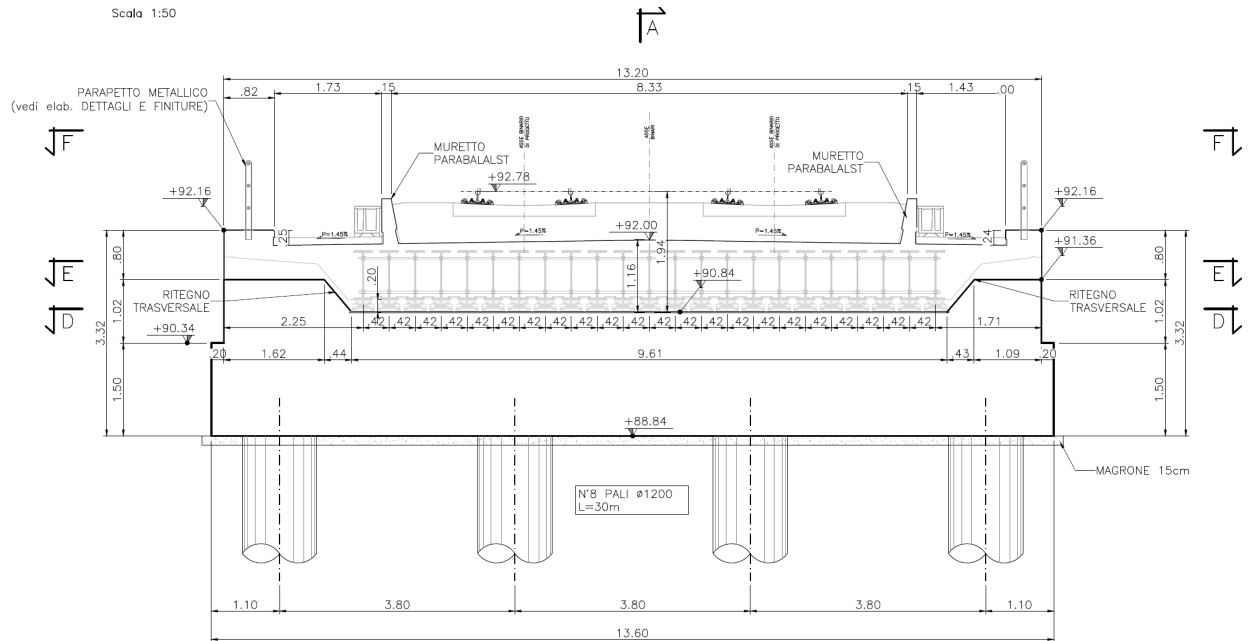



Fig. 2 – Sezione trasversale

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

	PROGETTO DEFINITIVO POTENZIAMENTO DELLA LINEA MILANO - GENOVA QUADRUPPLICAMENTO TRATTA MILANO ROGOREDO - PAVIA FASE 2 – QUADRUPPLICAMENTO PIEVE EMANUELE - PAVIA					
VI09 – Scavalco via per Biolo <i>Relazione di calcolo spalle e fondazioni</i>	COMMESSA NM0Z	LOTTO 20	FASE-ENTE D 26	DOCUMENTO CLVI0904001	REV. A	FOGLIO 7 di 44

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
10	S1	da 0 a 4.7m	Sg
		da 4.7m a 24m	S
		da 24m a 30m	Sg

γ_{sat} [kN/m ³]	γ_d [kN/m ³]	Φ' [°]		Φ' [°]	Φ' [°]	E'_{op} [MPa]		V_s [m/s]		categoria terreno	G_0 [MPa]	
		max	min			laboratorio	scelto	max	min		max	min
18	14	29	24		24	12	5	116	106	C	25	21
18	14	30	25	28	28	63	8	376	188		283	67
20	16	30	30		30	56	23	258	219		133	96

La falda è situata a quota 84.53 m s.l.m., a circa -4.50m 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) _{min}	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

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	2580.22
Ballast	885.20
Sovraccarichi permanenti G2	402.51

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:

$$q_1+q_2: N= 3184.9\text{kN}; M_{\text{trasv}}=253.03\text{kNm}$$

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 $V_{\text{long}}=1126.51\text{kN}$ e la forza verticale risultante $N=130.7\text{kN}$ (vedi relazione di calcolo dell'impalcato).

	PROGETTO DEFINITIVO POTENZIAMENTO DELLA LINEA MILANO - GENOVA QUADRUPPLICAMENTO TRATTA MILANO ROGOREDO - PAVIA FASE 2 – QUADRUPPLICAMENTO PIEVE EMANUELE - PAVIA					
VI09 – Scavalco via per Biolo <i>Relazione di calcolo spalle e fondazioni</i>	COMMESSA NM0Z	LOTTO 20	FASE-ENTE D 26	DOCUMENTO CLVI0904001	REV. A	FOGLIO 12 di 44

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 $M_{tras}=365.4\text{kNm}$ (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: $V_{trasv}=147\text{ kN}$ e $M_{trasv}=407.8\text{ kNm}$ (vedi relazione di calcolo dell'impalcato).

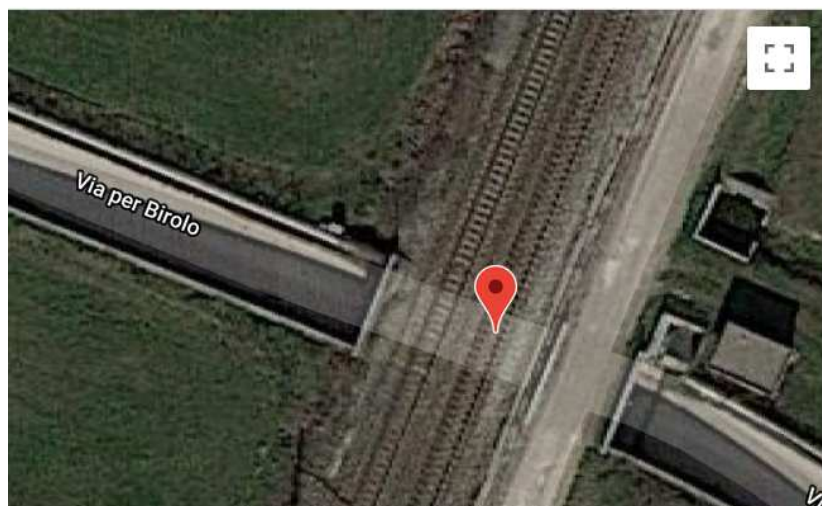
6.5 Azione sismica

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

	PROGETTO DEFINITIVO POTENZIAMENTO DELLA LINEA MILANO - GENOVA QUADRUPPLICAMENTO TRATTA MILANO ROGOREDO - PAVIA FASE 2 – QUADRUPPLICAMENTO PIEVE EMANUELE - PAVIA					
	VI09 – Scavalco via per Biolo <i>Relazione di calcolo spalle e fondazioni</i>	COMMESSA NM0Z	LOTTO 20	FASE-ENTE D 26	DOCUMENTO CLVI0904001	REV. A



Latitudine (WGS84)	Longitudine (WGS84)			
45.30232547	9.18029236			
Latitudine (ED50)	Longitudine (ED50)			
45.304108	9.18136			
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	a_g/g	F_o	T_c
	[anni]	[-]	[-]	[s]
Operatività	68	0.030	2.549	0.213
Danno	114	0.036	2.568	0.236
Salvaguardia Vita	1073	0.076	2.586	0.292
Prevenzione Collasso	2203	0.095	2.586	0.304
Termini e Condizioni di utilizzo di EdilLus-MS				

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:

Forza sismica orizzontale $F_h = k_h W$

Forza sismica verticale $F_v = k_v W$

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.

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
PARAMETRI CHE DEFINISCONO L'AZIONE SISMICA				
accelerazione orizzontale massima al sito		a_g	0.746	$[m/s^2]$
coefficiente di amplificazione spettrale massima		F_0	2.586	
periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione		T_C^*	0.292	[s]
CATEGORIE DI SOTTOSUOLO E CONDIZIONI STRATIGRAFICHE				
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		α	5%	
$\sqrt{10/(5+\alpha)}$		h	1	
PARAMETRI DI ANALISI				
accelerazione orizzontale massima al sito		a_{max}	1.118	$[m/s^2]$
fattore di struttura		q	1	
coefficiente di riduzione dell'accelerazione massima		β_m	1	
coefficiente sismico orizzontale		k_h	0.114	
coefficiente sismico verticale		k_v	0.057	

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..

- Azione sismica

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]	ψ_{02} [-]	m [kN]	k_h [-]	F_h [kN]	d [m]	$F_h \times d$ [kNm]
Permanenti strutturali G1	5160.43	1.00	5160.43	0.114	588.29	0.56	332.21
Ballast	1770.39	1.00	1770.39	0.114	201.82	1.74	351.17
Sovraccariche G2	805.01	1.00	805.01	0.114	91.77	1.74	159.68
Treno LM71	2632.99	0.20	526.60	0.114	60.03	3.74	224.52
			8262.43		941.92		1067.58
Treno SW/2	3123.84	0.20	624.77	0.114	71.22	3.74	266.38
			8360.60		953.11		1109.44

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.

	V [kN]	H_T [kN]	H_L [kN]	M_T [kNm]
Treno SW/2				
Treno LM71				
Peso proprio G1	2580.22			
Ballast	885.20			
Sovraccarichi permanenti G2	402.51			
Treni di carico	3184.86			253.03
Frenatura / Avviamento	130.68		1126.54	
Azione laterale (Serpeggio)		210.00		365.40
Vento		147.02		407.83
Resistenze parassite			423.17	
Sisma longitudinale	88.93		1013.14	
Sisma trasversale		506.57		666.98
Sisma verticale	1275.55			

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.

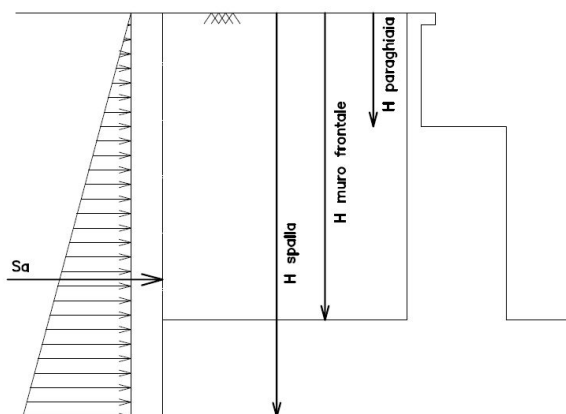


Fig. 3 – Schema per il calcolo degli effetti della spinta statica del terreno

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 .

Spinta del cuneo di terreno			
parametri geotecnici	M1		
coefficiente parziale di sicurezza	$\gamma_{\phi'}$		1.00
angolo di attrito del terreno - valore caratteristico	ϕ'_k	[deg]	24
angolo di attrito del terreno - valore di progetto	ϕ'_d	[deg]	24
angolo di attrito terreno-parete	δ	[deg]	0.0
coefficiente di spinta in quiete	K_0		0.5933
componente orizzontale del coefficiente di spinta	K_0h		0.5933
altezza di terreno non spingente	h	[m]	0
spinta terreno su muro	S_m	[kN]	230
eccentricità muro	e_{Vm}	[m]	0.59
momento muro frontale	M_{Tm}	[kNm]	135
spinta terreno su muro+fondazione	S_z	[kN]	791
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]	859

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 massicciata, mentre in senso trasversale sull'intera lunghezza dei muri andatori.

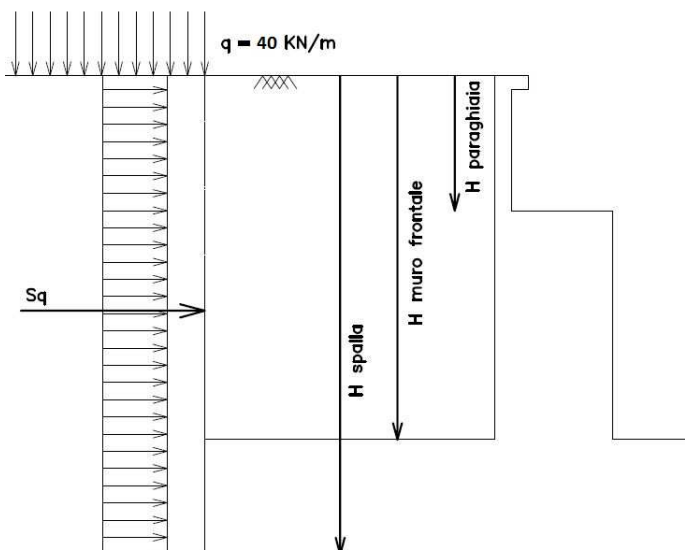


Fig. 4 – Schema per il calcolo degli effetti della spinta dovuta al sovraccarico accidentale

Sovraccarichi variabili sulla spalla			
carico uniforme	q	[kN/m ²]	40
spinta terreno su muro	S _m	[kN]	551
eccentricità muro	e _{v,m}	[m]	0.9
momento muro frontale	M _{Tm}	[kNm]	485
spinta terreno su muro+fondazione	S _z	[kN]	1021
eccentricità fondazione	e _{v,z}	[m]	1.6
forza di attrito terreno su muro+fondazione	N _z	[kN]	0
eccentricità fondazione	e _{t,z}	[m]	-2.9
momento intradosso zattera	M _{Tz}	[kNm]	1665

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 massicciata, mentre in senso trasversale sull'intera lunghezza dei muri andatori.

Sovraccarichi permanenti portati			
carico uniforme	q	[kN/m ²]	14.4
spinta terreno su muro	S _{pr}	[kN]	199
eccentricità muro	e _{v,mr}	[m]	0.9
momento muro frontale	M _{Tmr}	[kNm]	175
spinta terreno su muro+fondazione	S _{zr}	[kN]	369
eccentricità fondazione	e _{v,zr}	[m]	1.6
forza di attrito terreno su muro+fondazione	N _{zr}	[kN]	0
eccentricità fondazione	e _{t,zr}	[m]	-2.9
momento intradosso zattera	M _{Tzr}	[kNm]	599

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.

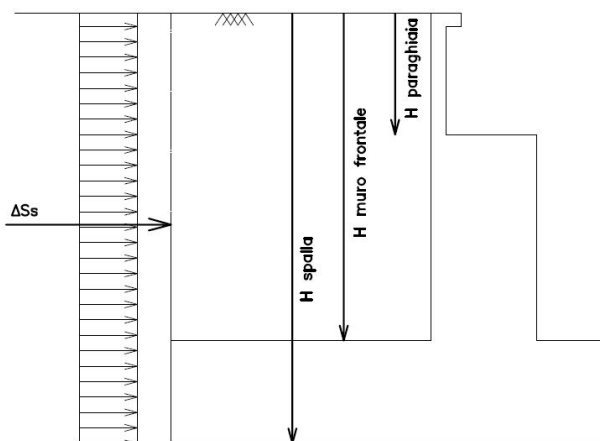


Fig. 5 – Schema per il calcolo degli effetti della sovrappinta sismica

Terreno di rinterro								
peso	W_p	[kN]	1513					
forza sismica	$F_L = F_T$	[kN]	173					
eccentricità muro	e_{vm}	[m]	0.3					
momento muro frontale	$M_{Tm} = M_{Lm}$	[kN]	43					
eccentricità fondazione	e_{vz}	[m]	1.8					
momento intradosso zattera	$M_{Tz} = M_{Lz}$	[kN]	302					
Cuneo di terreno				1+k_v	1-k_v			
			1.057	0.94				
metodo di analisi	Wood							
angolo di attrito del terreno	$\phi'k$	[deg]	24	24				
angolo di attrito terreno-parete	δ	[deg]	0	0				
angolo sismico	θ	[deg]	6.16	6.89				
coefficiente di spinta attiva	K_a		0.4999	0.5107				
componente orizzontale del coefficiente di spinta	K_{ah}		0.4999	0.5107	1+k_v	1+k_v	1-k_v	1-k_v
incremento di coefficiente di spinta in fase sismica	ΔK_{ah}		-0.0933	-0.0826	W	MO	W	MO
spinta terreno su muro	S_m	[kN]	126	112	126	-38	112	-30
eccentricità muro	e_{vm}	[m]	0.88	0.88				
momento muro frontale	M_{Tm}	[kNm]	111	99				
spinta terreno su muro+fondazione	S_z	[kN]	368	336				
eccentricità fondazione	e_{vz}	[m]	1.6	1.6				
momento intradosso zattera	M_{Tz}	[kNm]	600	547				

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 β_m è stato considerato unitario, non essendo la spalla libera di traslare rispetto al terreno.

Paraghiaia			
peso	W_p	[kN]	146
forza sismica	$F_L = F_T$	[kN]	17
eccentricità muro	e_{vm}	[m]	1.1
momento muro frontale	$M_{Tm} = M_{Lm}$	[kN]	19
eccentricità fondazione	e_{vz}	[m]	2.6
momento intradosso zattera	$M_{Tz} = M_{Lz}$	[kN]	44
Muro frontale			
peso	W_p	[kN]	231
forza sismica	$F_L = F_T$	[kN]	26
eccentricità muro	e_{vm}	[m]	0.3
momento muro frontale	$M_{Tm} = M_{Lm}$	[kN]	7
eccentricità fondazione	e_{vz}	[m]	1.8
momento intradosso zattera	$M_{Tz} = M_{Lz}$	[kN]	46
Muri andatori			
peso	W_p	[kN]	128
forza sismica	$F_L = F_T$	[kN]	15
eccentricità muro	e_{vm}	[m]	0.3
momento muro frontale	$M_{Tm} = M_{Lm}$	[kN]	4
eccentricità fondazione	e_{vz}	[m]	1.8
momento intradosso zattera	$M_{Tz} = M_{Lz}$	[kN]	26
Zattera di fondazione			
peso	W_p	[kN]	2958
forza sismica	$F_L = F_T$	[kN]	337
eccentricità fondazione	e_{vz}	[m]	0.8
momento intradosso zattera	$M_{Tz} = M_{Lz}$	[kN]	253

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_{kj} che danno un contributo favorevole ai fini delle verifiche e, se del caso, i carichi G_2 .

		Coefficiente	EQU ⁽¹⁾	A1 STR	A2 GEO	Combinazione eccezionale	Combinazione Sismica
Carichi permanenti	favorevoli	γ_{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 ⁽²⁾	favorevoli	γ_{G2}	0,00	0,00	0,00	1,00	1,00
	sfavorevoli		1,50	1,50	1,30	1,00	1,00
Ballast ⁽³⁾	favorevoli	γ_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 ⁽⁴⁾	favorevoli	γ_Q	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,45	1,45	1,25	0,20 ⁽⁵⁾	0,20 ⁽⁵⁾
Carichi variabili	favorevoli	γ_{Qi}	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,50	1,50	1,30	1,00	0,00
Precompressione	favorevole	γ_P	0,90	1,00	1,00	1,00	1,00
	sfavorevole		1,00 ⁽⁶⁾	1,00 ⁽⁷⁾	1,00	1,00	1,00

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

⁽²⁾ 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.

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

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

⁽⁵⁾ Aliquota di carico da traffico da considerare.

⁽⁶⁾ 1,30 per instabilità in strutture con precompressione esterna

⁽⁷⁾ 1,20 per effetti locali

Azioni		ψ_0	ψ_1	ψ_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 ⁽²⁾	0,80 ⁽¹⁾	0,0
	gr2	0,80 ⁽²⁾	0,80 ⁽¹⁾	-
	gr3	0,80 ⁽²⁾	0,80 ⁽¹⁾	0,0
	gr4	1,00	1,00 ⁽¹⁾	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 ψ_0 relativi ai gruppi di carico delle azioni da traffico vanno assunti pari a 0,0.

Azioni		ψ_0	ψ_1	ψ_2
Azioni singole da traffico	Treno di carico LM 71	0,80 ⁽³⁾	⁽¹⁾	0,0
	Treno di carico SW /0	0,80 ⁽³⁾	0,80	0,0
	Treno di carico SW/2	0,0 ⁽³⁾	0,80	0,0
	Treno scarico	1,00 ⁽³⁾	-	-
	Centrifuga	^{(2) (3)}	⁽²⁾	⁽²⁾
	Azione laterale (serpeggio)	1,00 ⁽³⁾	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 ψ adottati per i carichi che provocano dette azioni.

(3) Quando come azione di base venga assunta quella del vento, i coefficienti ψ_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).

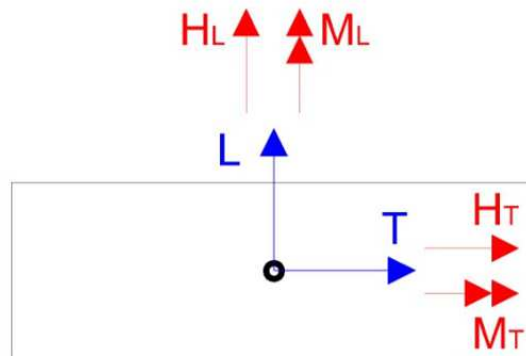
STATO LIMITE DI ESERCIZIO	SLE	1	2	3	4
peso proprio spalla	g1	1.0	1.0	1.0	1.0
peso proprio terreno di rinterro	g2	1.0	1.0	1.0	1.0
sovraccarichi permanenti su spalla	g3	1.0	1.0	1.0	1.0
spinte terreno di rinterro	g4	1.0	1.0	1.0	1.0
spinta sovraccarichi permanenti	g5	1.0	1.0	1.0	1.0
sovraccarichi variabili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

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

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

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.

		N [kN]	V _L [kN]	V _T [kN]	M _L [kNm]	M _T [kNm]
peso proprio spalla	g1	377	0	0	0	-76
spinte terreno di rinterro	g4	0	258	0	0	151
spinta sovraccarichi permanenti	g5	0	222	0	0	196
spinta sovraccarichi variabili	q2	0	617	0	0	543
carichi permanenti strutturali su impalcato	r1	2580	0	0	0	387
carichi permanenti portati su impalcato	r2	1288	0	0	0	193
attrito dei vincoli	r3	0	232	0	0	116
carichi da traffico su impalcato - max N e M_T	r4	3185	0	210	723	478
carichi da traffico su impalcato - max M_L	r5	1623	0	210	3877	243
frenatura / accelerazione	f	0	1127	0	0	563
vento trasversale	w	0	0	147	481	0
	totale	9052	2456	567	5082	2795

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

STATICA		N [kN]	V _L [kN]	V _T [kN]	M _L [kNm]	M _T [kNm]
peso proprio spalla	g1	3463	0	0	0	331
peso proprio terreno di rinterro	g2	1513	0	0	0	-1627
sovraccarichi permanenti su spalla	g3	694	0	0	0	-746
spinte terreno di rinterro	g4	0	886	0	0	962
spinta sovraccarichi permanenti	g5	0	412	0	0	671
sovraccarichi variabili su spalla	q1	1927	0	0	0	-2072
spinta sovraccarichi variabili	q2	0	1144	0	0	1864
carichi permanenti strutturali su impalcato	r1	2580	0	0	0	4128
carichi permanenti portati su impalcato	r2	1288	0	0	0	2060
attrito dei vincoli	r3	0	232	0	0	464
carichi da traffico su impalcato - max N e MT	r4	3185	0	210	1038	5096
carichi da traffico su impalcato - max ML	r5	1623	0	210	4192	2597
frenatura / accelerazione	f	0	1127	0	0	2253
vento trasversale	w	0	0	147	294	0
totale		16273	3800	567	5524	15983

9 SOLLECITAZIONI A DI VERIFICA

9.1 STATO LIMITE DI ESERCIZIO

Sollecitazioni base muro frontale

combinazione	N [kN]	V _L [kN]	V _T [kN]	M _L [kNm]	M _T [kNm]
1	4244	661	0	0	930
2	7429	1788	298	1012	1971
3	4244	2114	88	289	1865
4	6792	1562	315	1060	1762
M_{T,max}	7429	1788	298	1012	1971

Sollecitazioni intradosso zattera

combinazione	N [kN]	V _L [kN]	V _T [kN]	M _L [kNm]	M _T [kNm]
1	9538	1390	0	0	6069
2	12723	2517	298	1215	13418
3	11465	3313	88	176	7465
4	12086	2292	315	1125	11949
M_{T,max}	12723	2517	298	1215	13418

9.2 STATO LIMITE ULTIMO

Sollecitazioni base muro frontale

combinazione A1-M1	N [kN]	V _L [kN]	V _T [kN]	M _L [kNm]	M _T [kNm]
1	5923	991	0	0	1348
2	10541	2625	437	1482	2857
3	5923	2472	132	433	2402
4	9617	1645	464	1561	2229
M_{T,max}	10541	2625	437	1482	2857
combinazione A2-M2	N [kN]	V _L [kN]	V _T [kN]	M _L [kNm]	M _T [kNm]
1	5923	991	0	0	1348
2	10541	2625	437	1482	2857
3	5923	2472	132	433	2402
4	9617	1645	464	1561	2229
M_{T,max}	10541	2625	437	1482	2857
combinazione sismica 1 + k _v	N [kN]	V _L [kN]	V _T [kN]	M _L [kNm]	M _T [kNm]
S _L	398	2226	217	297	1312
S _T	398	1393	722	989	925
M_{T,max}	398	2226	217	297	1312
combinazione sismica 1 - k _v	N [kN]	V _L [kN]	V _T [kN]	M _L [kNm]	M _T [kNm]
S _L	355	2123	217	297	1235
S _T	355	1284	722	989	845
M_{T,max}	355	2123	217	297	1235

Sollecitazioni intradosso zattera

combinazione A1-M1	N [kN]	V _L [kN]	V _T [kN]	M _L [kNm]	M _T [kNm]
1	13401	2085	0	0	8435
2	18019	3719	437	1770	19091
3	16291	4271	132	265	9131
4	17095	2739	464	1646	15653
M_{T,MAX}	18019	3719	437	1770	19091
combinazione A2-M2	N [kN]	V _L [kN]	V _T [kN]	M _L [kNm]	M _T [kNm]
1	13401	2085	0	0	8435
2	18019	3719	437	1770	19091
3	16291	4271	132	265	9131
4	17095	2739	464	1646	15653
M_{T,MAX}	18019	3719	437	1770	19091
combinazione sismica 1 + k _v	N [kN]	V _L [kN]	V _T [kN]	M _L [kNm]	M _T [kNm]
S _L	10082	2673	322	505	8478
S _T	10082	1659	1074	1683	6691
M_{T,MAX}	10082	2673	322	505	8478
combinazione sismica 1 - k _v	N [kN]	V _L [kN]	V _T [kN]	M _L [kNm]	M _T [kNm]
S _L	8994	2569	322	505	7870
S _T	8994	1535	1074	1683	6061
M_{T,MAX}	8994	2569	322	505	7870

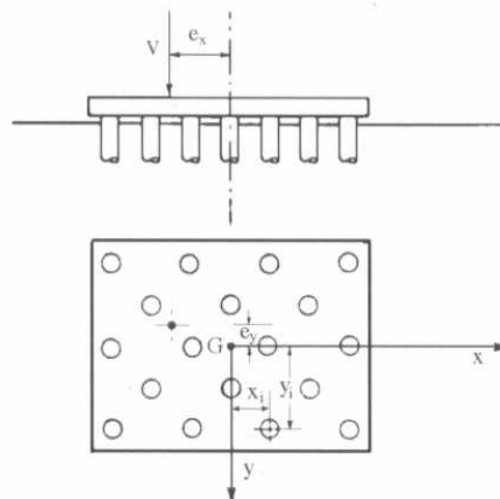
10 VERIFICA PLINTO DI FONDAZIONE

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:

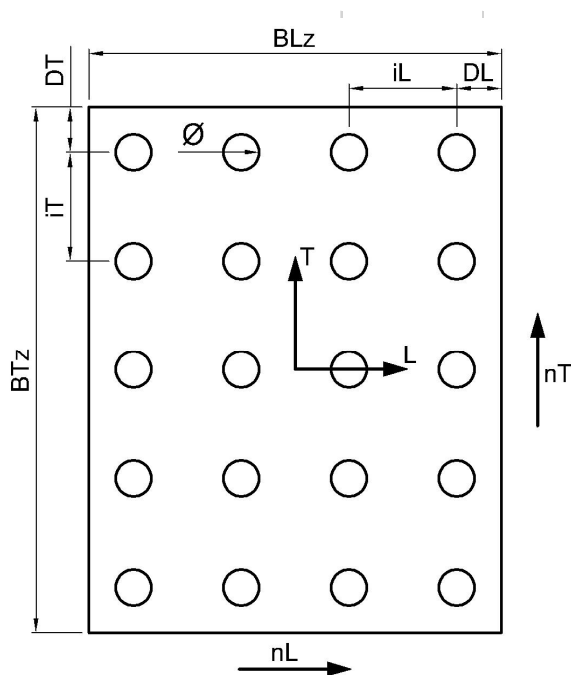
$$Q_i = \frac{V}{n} + \frac{V \cdot e_x}{\sum_{i=1}^n x_i^2} x_i + \frac{V \cdot e_y}{\sum_{i=1}^n y_i^2} y_i$$



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]	1.2
numero pali longitudinali massimo	nL		2
numero pali trasversali massimo	nT		4
numero pali totali	n		8
intrasse pali longitudinale	iL	[m]	3.6
intrasse pali trasversale	iT	[m]	3.8
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

A partire

STATO LIMITE ULTIMO

combinazione A1-M1	N _{MAX} [kN]	N _{MIN} [kN]	V [kN]	M [kNm]
1	2261	1089	261	598
2	3648	857	468	1073
3	2681	1392	534	1225
4	3289	985	347	796
M_{MAX}	3648	857	468	1073

combinazione A2-M2	N _{MAX} [kN]	N _{MIN} [kN]	V [kN]	M [kNm]
1	2261	1089	261	598
2	3648	857	468	1073
3	2681	1392	534	1225
4	3289	985	347	796
M_{MAX}	3648	857	468	1073

combinazione sismica 1 + kv	N _{MAX} [kN]	N _{MIN} [kN]	V [kN]	M [kNm]
SL	1869	651	337	772
ST	1791	729	247	566
M_{MAX}	1869	651	337	772

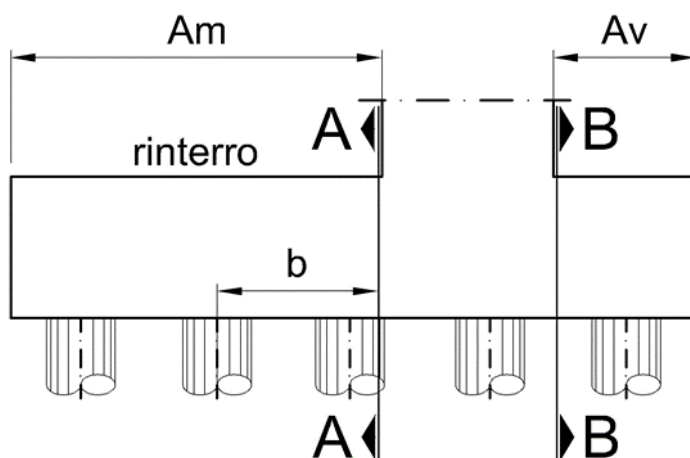
combinazione sismica 1 - kv	N _{MAX} [kN]	N _{MIN} [kN]	V [kN]	M [kNm]
SL	1691	558	324	742
ST	1612	637	234	537
M_{MAX}	1691	558	324	742

STATO LIMITE ESERCIO
Sollecitazioni palo

combinazione	N _{MAX} [kN]	N _{MIN} [kN]	V [kN]	M [kNm]
combo	1835	549	174	398
1	2974	207	317	726
2	2486	380	414	950
3	2753	268	289	663
M_{MAX}	2974	207	317	726

Sollecitazioni intradosso zattera

sfuerzo normale	N	[kN]	18019
momento flettente massimo	M_T	[kNm]	19091



aggetto valle muro	A_v	[m]	0.8
aggetto monte muro	A_m	[m]	3.7
coeff. parziale peso zattera e rinterro	γ		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	3706	2.55	3706	9451
fila 2	1.8	14312	0	0	0
peso rinterro		-1513	1.825	-1513	-2762
peso zattera		-1862	1.825	-1862	-3397
totale				331	3291

Sollecitazioni sezione B

	x_{Li} [m]	N_i [kN]	b_B [m]	V_B [kN]	M_B [kNm]
fila 1	-1.8	3706	0	0	0
fila 2	1.8	14312	0	0	0
fila 7	0.0	0	0	0	0
peso zattera		-383	0.375	-383	-143
totale				-383	-143

Verifica a flessione

grandezze di progetto

calcestruzzo

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

acciaio

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

geometria sezione

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

armatura superiore

strato 1

diametro armatura	ϕ	[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 ²]	21363

armatura inferiore

strato 1

diametro armatura	ϕ	[mm]	26
interasse barre	$i\phi$	[mm]	200
numero barre	$n\phi$		78
copriferro di calcolo strato 1	c_1	[mm]	63
area armatura inferiore strato 1	A_{s1}	[mm ²]	41413

altezza utile	d	[mm]	1437
copriferro superiore di calcolo	d'	[mm]	78
parametro stress-block	λ		0.8
distanza estradosso sezione-asse neutro	y_n	[mm]	160
posizione asse neutro rottura bilanciata	y_{Bn}	[mm]	931

**Rottura
duttile**

momento resistente	M_{Rd}	[kNm]	22132
momento sollecitante	M_{Ed}	[kNm]	3291

verifica

Verifica a taglio

Elementi senza armature trasversali resistenti a taglio

$$V_{Rd} = \left\{ 0,18 \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_1 \cdot f_{ck})^{1/3} / \gamma_c + 0,15 \cdot \sigma_{cp} \right\} \cdot b_w \cdot d \geq (v_{\min} + 0,15 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d$$

larghezza sezione	b_w	[mm]	13600
altezza sezione	h	[mm]	1500
altezza utile sezione	d	[mm]	1437
armatura longitudinale	A_{sl}	[mm ²]	41413
rapporto geometrico di armatura longitudinale	ρ_1		0.002
tensione media di compressione nella sezione	σ_{cp}	[MPa]	0
resistenza caratteristica cilindrica	f_{ck}	[MPa]	25
resistenza a taglio	V_{Rd}	[kN]	5606
sforzo di taglio massimo	V_{Ed}	[kN]	383

verificato

STATO LIMITE DI ESERCIZIO

Sollecitazioni intradosso zattera

sforzo normale	N	[kN]	12723
momento flettente massimo	M_T	[kNm]	13418

coeff. parziale peso zattera e rinterro	γ	1.0
---	----------	-----

Sollecitazioni sezione A

	x_{Li} [m]	N_i [kN]	b_A [m]	V_A [kN]	M_A [kNm]
fila 1	-1.8	2634	2.55	2634	6717
fila 2	1.8	10089	0	0	0
peso rinterro		-1513	1.825	-1513	-2762
peso zattera		-1862	1.825	-1862	-3397
totale				-741	558

Sollecitazioni sezione B

	x_{Li} [m]	N_i [kN]	b_B [m]	V_B [kN]	M_B [kNm]
fila 1	-1.8	2634	0	0	0
fila 2	1.8	10089	0	0	0
peso zattera		-383	0.375	-383	-143
totale				-383	-143

Verifica a fessurazione senza calcolo diretto

grandezze di progetto

valore di calcolo di apertura delle fessure	w_d	[mm]	0.2
diámetro armatura longitudinale	ϕ	[mm]	26
interasse barre	$i\phi$	[mm]	78

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

limite di tensione dell'acciaio	σ_s	[MPa]	160
---------------------------------	------------	-------	-----

sollecitazioni massime

sforzo normale minimo	N_{MIN}	[kN]	0
momento flettente massimo	M_{MAX}	[kNm]	558

geometria sezione

larghezza sezione	BLz	[m]	13.6
altezza sezione	hz	[m]	1.5

armatura tesa

strato 1

diámetro armatura	ϕ	[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 ²]	21363

strato 2

diámetro armatura	ϕ	[mm]	0
interasse barre	$i\phi$	[mm]	200
numero barre	$n\phi$		68
copriferro di calcolo strato 2	c'_2	[mm]	78
area armatura superiore strato 2	A'_{s2}	[mm ²]	0

area armatura superiore	A'_s	[mm ²]	21363
rapporto geometrico di armatura	ρ'_s		0.10%

armatura compressa

strato 1

diámetro armatura	ϕ	[mm]	26
interasse barre	$i\phi$	[mm]	200
numero barre	$n\phi$		68
copriferro di calcolo strato 1	c_1	[mm]	63
area armatura inferiore strato 1	A_{s1}	[mm ²]	36103

strato 2

diámetro armatura	ϕ	[mm]	0
-------------------	--------	------	---

interasse barre	$i\phi$	[mm]	200
numero barre	$n\phi$		68
copriferro di calcolo strato 2	c_2	[mm]	63
area armatura inferiore strato 2	A_{s2}	[mm ²]	0
area armatura inferiore	A_s	[mm ²]	36103
rapporto geometrico di armatura	ρ_s		0.18%
coefficiente di omogeneizzazione	n		15
distanza estradosso sezione-asse neutro	y_n	[mm]	286
momento di inerzia sezione ideale	J_{id}	[mm ⁴]	8.374E+11
modulo di resistenza sezione ideale	W_{id}	[mm ³]	7.276E+08
tensione massima acciaio	σ_s	[MPa]	11

verifica

11 VERIFICA DEL MURO FRONTALE

STATO LIMITE DI ESERCIZIO

Sollecitazioni base muro frontale

combinazione	N [kN]	V _L [kN]	V _T [kN]	M _L [kNm]	M _T [kNm]
1	4244	661	0	0	930
2	7429	1788	298	1012	1971
3	4244	2114	88	289	1865
4	6792	1562	315	1060	1762
M_{T,max}	7429	1788	298	1012	1971

STATO LIMITE ULTIMO

Sollecitazioni base muro frontale

combinazione A1-M1	N [kN]	V _L [kN]	V _T [kN]	M _L [kNm]	M _T [kNm]
1	5923	991	0	0	1348
2	10541	2625	437	1482	2857
3	5923	2472	132	433	2402
4	9617	1645	464	1561	2229
M_{T,max}	10541	2625	437	1482	2857

combinazione A2-M2	N [kN]	V _L [kN]	V _T [kN]	M _L [kNm]	M _T [kNm]
1	5923	991	0	0	1348
2	10541	2625	437	1482	2857
3	5923	2472	132	433	2402
4	9617	1645	464	1561	2229
M_{T,max}	10541	2625	437	1482	2857

combinazione sismica 1 + k _v	N [kN]	V _L [kN]	V _T [kN]	M _L [kNm]	M _T [kNm]
S _L	398	2226	217	297	1312
S _T	398	1393	722	989	925
M_{T,max}	398	2226	217	297	1312

combinazione sismica 1 - k _v	N [kN]	V _L [kN]	V _T [kN]	M _L [kNm]	M _T [kNm]
S _L	355	2123	217	297	1235
S _T	355	1284	722	989	845
M_{T,max}	355	2123	217	297	1235

Verifica a presso-flessione

geometria sezione

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

armatura compressa

strato 1

diametro armatura	ϕ	[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 ²]	20735

strato 2

armatura tesa

strato 1

diametro armatura	ϕ	[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 ²]	20735
area armatura tesa	A_s	[mm ²]	20735
rapporto geometrico di armatura	ρ_s		0.11%
altezza utile	d	[mm]	1350

sollecitazioni massime

N_{MAX}

sforzo normale massimo	N_{MAX}	[kN]	10541
momento flettente longitudinale	M_L	[kNm]	1482
momento flettente trasversale	M_T	[kNm]	2857
momento flettente resistente longitudinale	$M_{L, Rd}$	[kNm]	91048
momento flettente resistente trasversale	$M_{T, Rd}$	[kNm]	17689

Verifica SI

N_{MIN}

sforzo normale minimo	N_{MIN}	[kN]	355
momento flettente longitudinale	M_L	[kNm]	297
momento flettente trasversale	M_T	[kNm]	1235
momento flettente resistente longitudinale	$M_{L, Rd}$	[kNm]	26422
momento flettente resistente trasversale	$M_{T, Rd}$	[kNm]	11052

Verifica SI

	M_{TMAX}		
sforzo normale minimo	N_{MIN}	[kN]	10541
momento flettente longitudinale	M_L	[kNm]	1482
momento flettente trasversale	M_{TMAX}	[kNm]	2857
momento flettente resistente longitudinale	M_{L, Rd}	[kNm]	91048
momento flettente resistente trasversale	M_{T, Rd}	[kNm]	17689
	Verifica		SI

Verifica a taglio

Elementi senza armature trasversali resistenti a taglio

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

larghezza sezione	b _w	[mm]	13200
altezza sezione	h	[mm]	1400
altezza utile sezione	d	[mm]	1350
armatura longitudinale	A _{sl}	[mm ²]	20735
rapporto geometrico di armatura longitudinale	ρ _l		0.001
tensione media di compressione nella sezione	σ _{cp}	[MPa]	0.57
resistenza caratteristica cilindrica	f _{ck}	[MPa]	33
resistenza a taglio	V _{Rd}	[kN]	6171
sforzo di taglio massimo	V _{Ed}	[kN]	2625

verificato

12 VERIFICA PALI DI FONDAZIONE

Sollecitazioni palo

combinazione A1-M1	N _{MAX} [kN]	N _{MIN} [kN]	V [kN]	M [kNm]
1	2261	1089	261	598
2	3648	857	468	1073
3	2681	1392	534	1225
4	3289	985	347	796
M_{MAX}	3648	857	468	1073

combinazione A2-M2	N _{MAX} [kN]	N _{MIN} [kN]	V [kN]	M [kNm]
1	2261	1089	261	598
2	3648	857	468	1073
3	2681	1392	534	1225
4	3289	985	347	796
M_{MAX}	3648	857	468	1073

combinazione sismica 1 + kv	N _{MAX} [kN]	N _{MIN} [kN]	V [kN]	M [kNm]
SL	1869	651	337	772
ST	1791	729	247	566
M_{MAX}	1869	651	337	772

combinazione sismica 1 - kv	N _{MAX} [kN]	N _{MIN} [kN]	V [kN]	M [kNm]
SL	1691	558	324	742
ST	1612	637	234	537
M_{MAX}	1691	558	324	742

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

	N _{MAX}		
sforzo normale massimo	N _{MAX}	[kN]	3648
momento flettente massimo	M _{MAX}	[kNm]	1073
momento flettente resistente	M _{Rd}	[kNm]	3515

		Verifica	SI
N_{MIN}			
sforzo normale minimo	N_{MIN}	[kN]	558
momento flettente massimo	M_{MAX}	[kNm]	742
momento flettente resistente	M_{Rd}	[kNm]	2739
Verifica SI			
M_{MAX}			
sforzo normale minimo	N_{MIN}	[kN]	857
momento flettente massimo	M_{MAX}	[kNm]	1073
momento flettente resistente	M_{Rd}	[kNm]	2829
Verifica SI			

Verifica a taglio

diametro palo	Ø	[mm]	1200
area cerchio	A _Ø	[mm ²]	1130973
base equivalente al rettangolo	b _w	[mm]	1080
altezza utile equivalente al rettangolo	d	[mm]	859
area rettangolo equivalente	A _R	[mm ²]	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]	3648
tensione media di compressione	σ _{cp}	[MPa]	3.2
coefficiente maggiorativo per membrane compresse	α _c		1.19
resistenza di calcolo a "taglio compressione"	V _{Rcd}	[kN]	4137

taglio trazione

inclinazione puntone	θ	[deg]	45	
		[rad]	0.79	
inclinazione staffe	α	[deg]	90	
		[rad]	1.57	
diametro barre staffe	Ø	[mm]	14	20
numero bracci	n		2	0
area staffa	A _{sw}	[mm ²]	307.9	0.0
passo	s	[mm]	100	500

resistenza di calcolo a "taglio trazione"	V_{Rsd}	[kN]	931	0
---	-----------	------	------------	----------

resistenza a taglio	V_{Rd}	[kN]	931
taglio sollecitante	V_{Ed}	[kN]	534

verifica

STATO LIMITE DI ESERCIZIO

Sollecitazioni intradosso zattera

combinazione	N [kN]	V_L [kN]	V_T [kN]	M_L [kNm]	M_T [kNm]
1	9538	1390	0	0	6069
2	12723	2517	298	1215	13418
3	11465	3313	88	176	7465
4	12086	2292	315	1125	11949
$M_{T,max}$	12723	2517	298	1215	13418

Sollecitazioni palo

combinazione	N_{MAX} [kN]	N_{MIN} [kN]	V [kN]	M [kNm]
combo	1835	549	174	398
1	2974	207	317	726
2	2486	380	414	950
3	2753	268	289	663
M_{MAX}	2974	207	317	726

Verifica a fessurazione senza calcolo diretto

grandezze di progetto

valore di calcolo di apertura delle fessure	w_d	[mm]	0.2
diametro armatura longitudinale	ϕ	[mm]	26
interasse barre	$i\phi$	[mm]	112

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

limite di tensione dell'acciaio	σ_s	[MPa]	160
---------------------------------	------------	-------	------------

sollecitazioni massime

sforzo normale minimo	N_{MIN}	[kN]	207
momento flettente massimo	M_{MAX}	[kNm]	726

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_{Ed}: 0 207 kN
 M_{xEd}: 0 726 kNm
 M_{yEd}: 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

ϵ_{su} : 67.5 ‰ ϵ_{c2} : 2 ‰
 f_{yd} : 391.3 N/mm² ϵ_{cu} : 3.5 ‰
 E_s : 200 000 N/mm² f_{cd} : 17
 E_s/E_c : 15 f_{cc}/f_{cd} : 0.8
 ϵ_{syd} : 1.957 ‰ $\sigma_{c,adm}$: 11.5
 $\sigma_{s,adm}$: 255 N/mm² τ_{co} : 0.6933
 τ_{c1} : 2.029

σ_c : -5.681 N/mm²
 σ_s : 143.5 N/mm²

Vertici: 52
 Verifica
 N° iterazioni: 4

Precompresso

ϵ_s : 0.7174 ‰
 d: 109.8 cm
 x: 40.92 x/d: 0.3726
 δ : 0.9058

