

S.S. 502 – S.S. 78 Belforte del Chienti – Sarnano – Lavori di adeguamento e/o miglioramento tecnico funzionale della sezione stradale in t.s. e potenziamento intersezioni – 2° stralcio. Cod. SIL ACNOAN00114 - Codice CUP F71B22001170001 CIG 95039446B1

PROGETTO DEFINITIVO

Viadotto VI.01 – Relazione di calcolo Spalle

INDICE

1	PREMESSA	4
2	NORMATIVE DI RIFERIMENTO.....	4
2.1	Normative e istruzioni	4
3	CARATTERISTICHE DEI MATERIALI IMPIEGATI.....	5
4	PARAMETRI GEOTECNICI.....	6
5	CARATTERISTICHE DELLE SPALLE.....	7
5.1	Geometria delle spalle	7
6	ANALISI DEI CARICHI	8
6.1	Carichi permanenti strutturali (g1) e non strutturali (g2).....	8
6.2	Azioni variabili da traffico	8
6.2.1	Schema di carico 1	8
6.2.2	Schemi di carico adottati.....	9
6.2.3	Effetti dinamici	10
6.3	Azioni longitudinali di frenamento o di accelerazione q3.....	10
6.4	Azioni dovute alla forza centrifuga q _s	10
6.5	Riepilogo delle azioni del traffico dell'impalcato.....	10
6.6	Azione dovuta al vento.....	11
6.7	Azione sismica	13
6.7.1	Vita Nominale	14
6.7.2	Classe d'uso	14
6.7.3	Periodo di riferimento.....	14
6.7.4	Valutazione dei parametri di pericolosità sismica	15
6.7.5	Caratterizzazione sismica del terreno	15
6.7.6	Parametri sismici di calcolo.....	17
6.8	Spinta statica del terreno	22
6.9	Spinta dovuta al sovraccarico accidentale e permanente	23
6.10	Sovraspinta sismica	23
6.11	Forze di inerzia	27
7	COMBINAZIONI DI CARICO	28
8	CRITERI DI VERIFICA A SLU E SLV.....	30
8.1	Verifiche elementi in c.a.	30
8.2	Verifiche per gli stati limite ultimi a flessione - pressoflessione	30
8.3	Verifiche per gli stati limite a taglio.....	30
9	CRITERI DI VERIFICA IN CONDIZIONI DI ESERCIZIO	31
9.1	Verifiche SLE	31
9.1.1	Stato limite di formazione delle fessure	31
9.1.2	Verifica delle massime tensioni di esercizio CLS ed acciaio	31
10	DIMENSIONAMENTO E VERIFICA DELLA SPALLA	32
10.1	Muro paraghiaia	32
10.1.1	Sollecitazioni.....	32
10.1.2	Sintesi armatura disposte	33
10.1.3	Verifiche SLV	34
10.1.4	Verifiche SLU.....	36
10.1.5	Verifiche SLE	38
10.2	Muro di testata	40

PROGETTO DEFINITIVO

10.2.1	Sollecitazioni.....	40
10.2.2	Sintesi armatura disposte	41
10.2.3	Verifiche SLV	42
10.2.4	Verifiche SLU.....	45
10.2.5	Verifiche SLE	48
10.3	Muri andatori.....	49
10.3.1	Sollecitazioni.....	49
10.3.2	Sintesi armatura disposte	50
10.3.3	Verifiche SLV	51
10.3.4	Verifiche SLU.....	54
10.3.5	Verifiche SLE	57

1 PREMESSA

La presente relazione riporta il dimensionamento delle spalle del viadotto VI.01.

Per tutti i dettagli sull'opera si rimanda alla visione degli elaborati grafici e della "Relazione descrittiva" Doc. T01VI01STRRE01.

2 NORMATIVE DI RIFERIMENTO

2.1 Normative e istruzioni

Nella redazione del progetto strutturale si fa riferimento al quadro normativo ai sensi del D. M. 17 gennaio 2018. Il riferimento principale per la determinazione dei carichi agenti sulle strutture, le verifiche di sicurezza degli elementi strutturali di impalcato sarà pertanto:

- D.M. 17 gennaio 2018 - "Norme tecniche per le costruzioni" con la relativa circolare applicativa del 21 gennaio 2019 n. 7 - "Istruzione per l'applicazione delle nuove Norme tecniche per le costruzioni";
- Circolare 21 gennaio 2019, n. 7 C.S.LL.PP. (G.U. n.35 del 11 febbraio 2019) - Istruzioni per l'applicazione dell'"Aggiornamento delle Norme tecniche per le costruzioni" di cui al D.M. 17 gennaio 2018.

Nei casi in cui le enunciate normative italiane si presentino carenti di informazioni in relazione a particolari studi specifici, si fa riferimento a normative europee ed al sistema degli eurocodici, ed in particolare:

- UNI EN 1990:2006 - EUROCODICE 0 - "Criteri generali di progettazione strutturale" con il relativo NAD del 24.09.2010;
- UNI EN 1991-1-1:2004 - EUROCODICE 1 Parte 1-1 - "Azioni sulle strutture - Pesì per unità di volume; pesì propri e sovraccarichi per gli edifici" con il relativo NAD del 24.09.2010;
- UNI EN 1991-1-4:2005 - EUROCODICE 1 Parte 1-4 - "Azioni in generale - Azioni del vento" con il relativo NAD del 24.09.2010;
- UNI EN 1991-1-5:2004 - EUROCODICE 1 Parte 1-5 - "Azioni in generale - Azioni termiche" con il relativo NAD del 24.09.2010;
- UNI EN 1991-2:2005 - EUROCODICE 1 Parte 2 - "Carichi da traffico sui ponti" con il relativo NAD del 24.09.2010;
- UNI EN 1992-1-1:2005 - EUROCODICE 2 Parte 1-1 - "Progettazione delle strutture di calcestruzzo - Regole generali e regole per gli edifici" con il relativo NAD del 24.09.2010;
- UNI EN 1997-1:2005 - EUROCODICE 7 parte 1 - "Progettazione geotecnica - Regole generali" con il relativo NAD del 24.09.2010;
- UNI EN 1998-1:2005 - EUROCODICE 8 parte 1 - "Progettazione delle strutture per la resistenza sismica - Regole generali, azioni sismiche e regole per gli edifici" con il relativo NAD del 24.09.2010;
- UNI EN 1998-2:2011 - EUROCODICE 8 parte 2 - "Progettazione delle strutture per la resistenza sismica - Ponti" con il relativo NAD del 24.09.2010;

- UNI EN 1998-5:2005 - EUROCODICE 8 parte 5 - "Progettazione delle strutture per la resistenza sismica - Fondazioni, strutture di contenimento ed aspetti geotecnici" con il relativo NAD del 25.02.2011.

Per quanto concerne le caratteristiche del materiale calcestruzzo armato, si considerano:

- UNI EN 206:2016 - "Calcestruzzo - Specificazione, prestazione, produzione e conformità"; • UNI 11104:2016 - "Calcestruzzo - Specificazione, prestazione, produzione e conformità – Istruzioni complementari per l'applicazione della EN 206";
- UNI EN 10080:2005 - "Acciaio saldabile per cemento armato - Generalità";
- Normativa antisismica: L. 2.2.74 n.64; D.M. 24.1.86;
- Norme per le costruzioni dei ponti: D.M. 2.8.80; Circolare n. 20977 dell'11.11.80 Min. LL. PP;

Sono infine state recepite le indicazioni contenute nei seguenti quaderni tecnici ANAS:

- Quaderni tecnici ANAS per la salvaguardia delle infrastrutture:
 - o Volume I – Quaderno 1 - Valutazione delle caratteristiche meccaniche del calcestruzzo
 - o Volume I – Quaderno 2 - Valutazione delle caratteristiche meccaniche dell'acciaio
 - o Volume I – Quaderno 3 - Definizione del piano delle indagini
 - o Volume I – Quaderno 4 - Interventi di ripristino delle condizioni di sicurezza di cordoli e barriere bordo ponte
 - o Volume II – Quaderno 5 - Interventi di rifacimento dei cordoli con calcestruzzo fibrorinforzato
 - o Volume II – Quaderno 6 - Interventi di ripristino corticale dei calcestruzzi ammalorati
 - o Volume II – Quaderno 7 - Interventi locali sugli appoggi
 - o Volume II – Quaderno 8 - Interventi di ripristino delle condizioni di sicurezza dei giunti

3 CARATTERISTICHE DEI MATERIALI IMPIEGATI

Per tutti i dettagli sui materiali impiegati si rimanda alla "Relazione sui materiali" T01VI01STRRE06.

4 PARAMETRI GEOTECNICI

Nei calcoli che seguono si sono assunti i seguenti parametri meccanici:

	UG2			UG4		
	γ (kN/m ³) laboratorio	c'(kPa) laboratorio	ϕ' (°) laboratorio	γ (kN/m ³) laboratorio	c'(kPa) laboratorio	ϕ' (°) laboratorio
VALORE MINIMO	18	10	22	18	0	29
VALORE MASSIMO	20	20	30	20	5	31
VALORE DI PROGETTO	19	15	26	19	0	30

Dalle indagini geognostiche eseguite in sito la falda è stata rinvenuta ad una quota pari a 3 m dal piano campagna.

Per il rilevato a monte sono stati assunti i seguenti parametri:

- $\gamma = 19$;
- $\phi = 35^\circ$.

5 CARATTERISTICHE DELLE SPALLE

5.1 Geometria delle spalle

Si riportano di seguito le caratteristiche geometriche della spalla:

H testata	Altezza del muro di testata	5.90	m
H paraghiaia	Altezza del paraghiaia al di sopra del muro di testata	3.60	m
H testat+paraghiaia	Altezza totale sopra il plinto di fondazione	9.50	m
S testata	Spessore del muro di testata	2.00	m
S paraghiaia	Spessore del paraghiaia	0.60	m
L testata	Larghezza del muro di testata	11.90	m
L paraghiaia	Larghezza del muro paraghiaia	11.90	m
A andatori	Superficie laterale muri andatori	35.15	m ²
S medio andatori	Spessore medio dei muri andatori	0.60	m
N° andatori	Numero di muri andatori	2	

L monte	Lunghezza della mensola di monte	3.70	m
L valle	Lunghezza della mensola di valle	3.50	m
L tot plinto	Lunghezza totale del plinto di fondazione	9.20	m
L trasv plinto	Larghezza del plinto di fondazione	12.80	m
H plinto	Altezza del plinto di fondazione	1.80	m
H riemp valle	Altezza del riempimento di valle	0.30	m
α plinto	Angolo d'inclinazione dell'estradosso del plinto	0.00	°
h baggioli	Altezza baggioli	0.20	m

Caratteristiche del terreno del rilevato a tergo della spalla:

φ'	Angolo d'attrito interno del terreno	35	°
γφ' M1	Coefficiente parziale per tanφ' per la combinazione M1	1	
γ	Peso specifico del terreno	19	kN/m ³
δ static	Angolo d'attrito interno tra terreno e muro in condizioni statiche	23.33	°
δ sismic	Angolo d'attrito interno tra terreno e muro in condizioni sismiche	0.00	°
H terreno	Altezza del riempimento di monte	9.5	m

6 ANALISI DEI CARICHI

Nel seguito si riporta l'analisi dei carichi eseguita sulla spalla e la convenzione utilizzata per le sollecitazioni e relativi segni.

Le N sono positive se dirette verso il basso, il taglio e il momento longitudinale sono positivi se diretti verso il ponte.

6.1 Carichi permanenti strutturali (g1) e non strutturali (g2)

I carichi permanenti strutturali comprendono il peso proprio degli elementi strutturali, sia della spalla (calcolato considerando un peso specifico del calcestruzzo di 25 kN/mc) che dell'impalcato.

I carichi permanenti strutturali comprendono il peso proprio degli elementi non strutturali:

- peso del terreno tra i muri andatori;
- carico dei permanenti non strutturali dell'impalcato (nero, barriere, velette, rete).

I carichi permanenti non strutturali sono stati considerati non compiutamente definiti.

Il carico permanente strutturale proveniente dall'impalcato adottato per la verifica della spalla risulta pari a **3639.10** kN.

Tale valore è stato determinato tramite un modello di calcolo agli elementi finiti considerando l'intero impalcato, tenendo conto dello schema di vincolo dell'impalcato. Per i dettagli si rimanda alla relazione di calcolo dell'impalcato (documento T01VI01STRRE02).

6.2 Azioni variabili da traffico

Il viadotto è classificato di 1^a categoria, ossia per il transito dei carichi mobili in seguito descritti con il loro intero valore.

I carichi verticali sono definiti per mezzo di schemi di carico. Si considera il seguente schema di carico:

- Schema di Carico 1, costituito da carichi concentrati su due assi in tandem, applicati su impronte di pneumatico di forma quadrata e lato 0.40 m, e da carichi uniformemente distribuiti.

6.2.1 Schema di carico 1

Lo schema di carico 1 schematizza gli effetti statici prodotti dal traffico stradale e risulta costituito da:

- due assi in tandem Q_{ik} ciascuno da 300 kN disposti ad interasse longitudinale pari a 1,20m ed interasse trasversale pari a 2.0m;
- carico distribuito di 9.0 kN/m² in entrambe le direzioni e per una lunghezza illimitata.

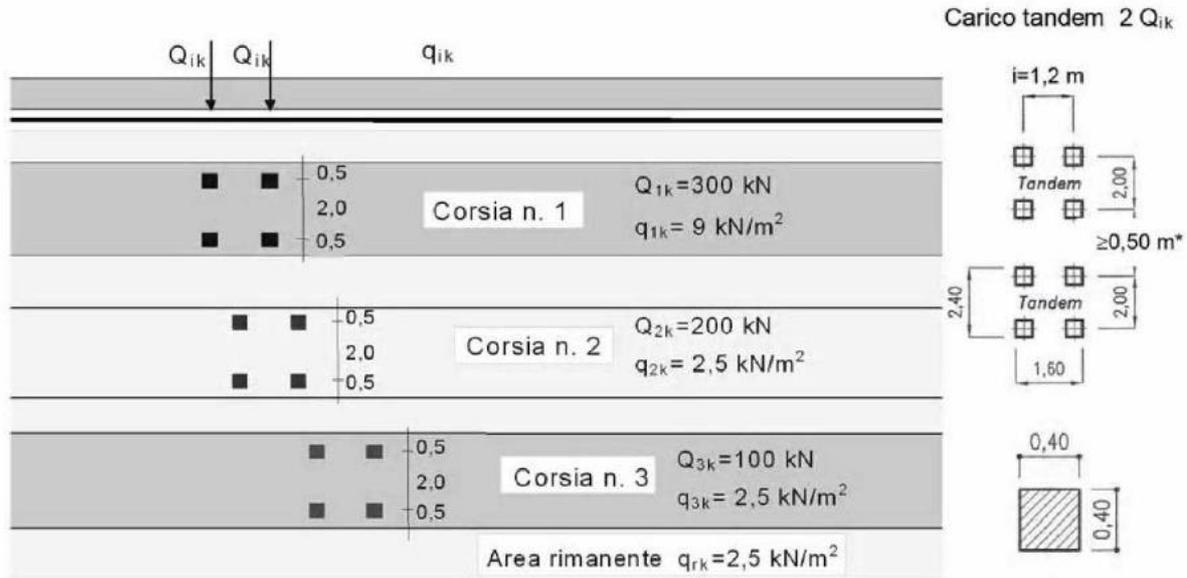


Figura 1: Schema di carico 1

Il numero delle colonne di carichi mobili da considerare nel calcolo dei ponti di 1^a Categoria è quello massimo compatibile con la larghezza della carreggiata, comprese le eventuali banchine di rispetto e per sosta di emergenza, nonché gli eventuali marciapiedi non protetti e di altezza inferiore a 20 cm, tenuto conto che la larghezza di ingombro convenzionale è stabilita per ciascuna colonna in 3,00 m.

Nell'impalcato in esame sono state considerate n.3 colonne di carico.

6.2.2 Schemi di carico adottati

Gli schemi di carico 1 sono stati disposti sull'impalcato al fine di massimizzare le azioni sulla spalla.

In particolare:

- con la disposizione di n.3 colonne dello Schema di Carico 1 (vedi la figura al precedente paragrafo) è stata effettuata la massimizzazione dell'azione verticale e del momento longitudinale (in seguito Max N – NML);
- con la disposizione di n.1 colonna dello Schema di Carico 1 adiacente al cordolo è stata effettuata la massimizzazione del momento trasversale (in seguito Max M trasv – MTRA)

E' stato, inoltre, considerato il caso di ponte scarico.

Di seguito si riporta la distribuzione dei carichi considerati:

Ponte continuo	Carichi di superficie						Carichi Tandem		
	q _{fk}	q _{1k}	q _{2k}	q _{3k}	q _{4k}	q _{fk}	Q _{1k}	Q _{2k}	Q _{3k}
	kN/mq	kN/mq	kN/mq	kN/mq	kN/mq	kN/mq	kN	kN	kN
Max N	0.00	9.00	2.50	2.50	2.50	0.00	300.00	200.00	100.00
Max M trasv	0.00	9.00	0.00	0.00	0.00	0.00	300.00	0.00	0.00
Ponte scarico	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00

dove:

- q_{fk} = carico folla distribuito sul marciapiede;
- q_{1k} = carico da traffico distribuito sulla prima corsia di carico;
- q_{2k} = carico da traffico distribuito sulla seconda corsia caricata;
- q_{3k} = carico da traffico distribuito sulla terza corsia caricata;

- Q_{1k} = carico tandem concentrato sulla prima corsia di carico;
- Q_{2k} = carico tandem concentrato sulla seconda corsia di carico;
- Q_{3k} = carico tandem concentrato sulla prima corsia di carico;

6.2.3 Effetti dinamici

I carichi mobili includono gli effetti dinamici per pavimentazioni di media rugosità.

6.3 Azioni longitudinali di frenamento o di accelerazione q_3

La forza di frenamento o di accelerazione q_3 è funzione del carico verticale totale agente sulla corsia convenzionale n.1 ed è uguale a:

$$180 \text{ kN} \leq q_3 = 0,6 \cdot (2Q_{1k}) + 0,10 \cdot q_{1k} \cdot w_l \cdot L \leq 900 \text{ kN}$$

per i ponti di 1ª categoria, essendo w_l la larghezza della corsia e L la lunghezza della zona caricata.

La forza è applicata a livello della pavimentazione, è agente lungo l'asse della corsia, ed è assunta uniformemente distribuita sulla lunghezza caricata e include gli effetti di interazione.

Forza di frenamento par 5.1.3.5

q_3	84.83	kN
-------	-------	----

Dimensioni di calcolo

w impalcato	11.90	m
H impalcato + Pavimentazione	3.61	m
Lunghezza zona caricata	193.60	m

Sollecitazioni senza ψ

N	16.60	kN
V_x	84.83	kN
V_y	0.00	kN
M_y	0.00	kNm
M_x	0.00	kNm

Sollecitazioni con ψ

N	9.01	kN
V_x	46.04	kN
V_y	0.00	kN
M_y	0.00	kNm
M_x	0.00	kNm

6.4 Azioni dovute alla forza centrifuga q_5

Il viadotto in oggetto è in rettilineo e quindi non è stata considerata azione centrifuga.

6.5 Riepilogo delle azioni del traffico dell'impalcato

Gli effetti dei carichi verticali dovuti alla presenza del traffico stradale vanno sempre combinati con le altre azioni, adottando i coefficienti indicati nella seguente tabella.

Tabella 5.1.IV – Valori caratteristici delle azioni dovute al traffico

Gruppo di azioni	Carichi sulla carreggiata				Carichi su marciapiedi e piste ciclabili	
	Carichi verticali			Carichi orizzontali		Carichi verticali
	Modello principale (Schemi di carico 1, 2, 3, 4, 6)	Veicoli speciali	Folla (Schema di carico 5)	Frenatura q_3	Forza centrifuga q_4	Carico uniformemente distribuito
1	Valore caratteristico					Schema di carico 5 con valore di combinazione 2,5 kN/m ²
2 a	Valore frequente			Valore caratteristico		
2 b	Valore frequente				Valore caratteristico	
3 ^(*)						Schema di carico 5 con valore caratteristico 5,0 kN/m ²
4 ^(**)			Schema di carico 5 con valore caratteristico 5,0 kN/m ²			Schema di carico 5 con valore caratteristico 5,0 kN/m ²
5 ^(***)	Da definirsi per il singolo progetto	Valore caratteristico o nominale				

^(*) Ponti di 3^a categoria
^(**) Da considerare solo se richiesto dal particolare progetto (ad es. ponti in zona urbana)
^(***) Da considerare solo se si considerano veicoli speciali

Disposizione di carico 1a (Nmax): Schema di Carico 1 (n.3 colonne di carico)

Disposizione di carico 1b (Nmin/Mtrasv max): Schema di Carico 1 (n.1 colonne di carico)

Ai fini delle analisi da condurre gli effetti di frenatura sono stati considerati agenti in un unico verso.

6.6 Azione dovuta al vento

Per la determinazione dell'azione dovuta al vento si fa riferimento alle NTC-2018 e relativa circolare. In particolare, le istruzioni prevedono che la valutazione delle azioni e degli effetti del vento sulle costruzioni e sui loro elementi proceda secondo lo schema seguente.

1. Definite le caratteristiche del sito ove sorge la costruzione, si valuta la velocità di progetto e la pressione cinetica di picco del vento;
2. Definita la forma, le dimensioni e l'orientamento della costruzione, si valutano le azioni aerodinamiche di picco esercitate dal vento sulla costruzione e sui suoi elementi;
3. Definite le proprietà meccaniche della costruzione e dei suoi elementi si valutano le azioni statiche equivalenti.

PROGETTO DEFINITIVO

Le analisi sono svolte considerando due condizioni di carico:

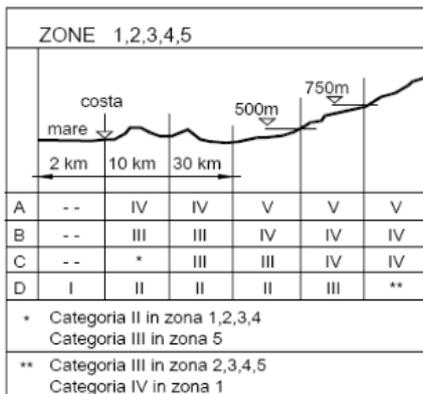
- 1) ponte scarico;
- 2) ponte carico.

Il vento, la cui direzione si considera generalmente orizzontale, esercita sulle costruzioni azioni che variano nel tempo e nello spazio provocando, in generale, effetti dinamici.

Usualmente tali azioni sono convenzionalmente ricondotte ad azioni statiche equivalenti dirette secondo due assi principali della struttura, tali azioni esercitano normalmente all'elemento di parete o di copertura, pressioni e depressioni p (indicate rispettivamente con segno positivo e negativo) di intensità calcolate con la seguente espressione:

$$p = q_b c_e c_p c_d$$

- q_b = pressione cinetica di riferimento;
- c_e = coefficiente di esposizione;
- c_p = coefficiente di forma (o coefficiente aerodinamico);
- c_d = coefficiente dinamico.



Categoria di esposizione del sito	k_r	z_0 [m]	z_{min} [m]
I	0,17	0,01	2
II	0,19	0,05	4
III	0,20	0,10	5
IV	0,22	0,30	8
V	0,23	0,70	12

Il valore di c_e può essere ricavato mediante la relazione:

$$c_e(z) = k_r^2 \cdot c_t \cdot \ln\left(\frac{z}{z_0}\right) \left[7 + c_t \cdot \ln\left(\frac{z}{z_0}\right) \right] \quad \text{per } z > z_{min}$$

$$c_e(z) = c_e(z_{min})$$

per $z < z_{min}$

Velocità base di riferimento 3.3.1		
Zona	3	-
Vb,0	27	m/s
ao	500	m
ks	0.37	adim
as	330	m.l.m
ca	1.00	adim
Vb	27.00	m/s

Coefficiente di esposizione 3.3.7		
Clas. Rugosità	B	-

PROGETTO DEFINITIVO

Distanza costa	45	km
Cat. Esposizione suolo	IV	-
Kr	0.22	
Z0	0.3	m
Zmin	8	m
Z dal terreno	25.00	m

Ct	1.00	adim
Ce	2.45	adim
Cd	1.00	adim
D/h	1.14	-
Sp	1.00	mq
S	1.00	mq
φ	1.00	-
Cp	1.40	-
μ	0.20	-
μ segnato	0.20	

Pressione del vento 3.3.4		
P (trave isolata)	1806.64	N/m ²
P (trave isolata)	1.81	KN/m ²

Le azioni del vento e relativi momenti di trasporto al baricentro dell'impalcato sono riportati di seguito.

Ponte scarico

Nel caso di ponte scarico è stata considerata l'azione del vento agente su tutta l'altezza della rete protettiva per quanto riguarda il lato interno dell'impalcato, mentre sul lato esterno opposto, è stata considerata l'azione del vento su un'altezza pari alla somma dell'altezza dell'impalcato più quella della rete protettiva.

Vy	293.36	kN
Mx	842.48	kNm

Ponte carico

Nel caso di ponte carico è stata considerata l'azione del vento agente su tutta l'altezza della rete protettiva per quanto riguarda il lato interno dell'impalcato, mentre sul lato esterno opposto, è stata considerata l'azione del vento su un'altezza pari alla somma dell'altezza dell'impalcato più quella del carico, pari a 3m come riportato nelle NTC-2018.

Vy	355.69	kN
Mx	1200.87	kNm

6.7 Azione sismica

Con riferimento alla normativa vigente (NTC-2018), le azioni sismiche di progetto si definiscono a partire dalla "pericolosità sismica di base" del sito di costruzione. Essa costituisce l'elemento di conoscenza primario per la determinazione delle azioni sismiche.

La pericolosità sismica è definita in termini di accelerazione orizzontale massima attesa a_g in condizioni di campo libero su sito di riferimento rigido con superficie topografica orizzontale (di categoria A quale definita nel D.M. 2018), nonché 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, per ciascuna delle probabilità di superamento nel periodo di riferimento P_{VR} , a partire dai valori dei seguenti parametri su sito di riferimento rigido orizzontale:

- a_g accelerazione orizzontale massima al sito;
- 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.

Gli spettri di risposta di progetto sono stati definiti per tutti gli stati limite considerati, e, note la latitudine e la longitudine del sito, si sono ricavati i valori dei parametri necessari alla definizione dell'azione sismica e quindi del relativo spettro di risposta. Più avanti sono indicati i valori di a_g , F_0 e T_c^* necessari per la determinazione delle azioni sismiche.

6.7.1 Vita Nominale

La vita nominale di un'opera strutturale V_N è intesa come il numero di anni nel quale la struttura, purché soggetta alla manutenzione ordinaria, deve potere essere usata per lo scopo al quale è destinata.

Per l'opera in esame viene assunta una vita nominale $V_N = 50$ anni.

6.7.2 Classe d'uso

In presenza di azioni sismiche, con riferimento alle conseguenze di una interruzione di operatività o di un eventuale collasso, le costruzioni sono suddivise in classi d'uso così definite:

Classe I: Costruzioni con presenza solo occasionale di persone, edifici agricoli.

Classe II: Costruzioni il cui uso preveda normali affollamenti, senza contenuti pericolosi per l'ambiente e senza funzioni pubbliche e sociali essenziali. Industrie con attività non pericolose per l'ambiente. Ponti, opere infrastrutturali, reti viarie non ricadenti in Classe d'uso III o in Classe d'uso IV, reti ferroviarie la cui interruzione non provochi situazioni di emergenza. Dighe il cui collasso non provochi conseguenze rilevanti.

Classe III: Costruzioni il cui uso preveda affollamenti significativi. Industrie con attività pericolose per l'ambiente. Reti viarie extraurbane non ricadenti in Classe d'uso IV. Ponti e reti ferroviarie la cui interruzione provochi situazioni di emergenza. Dighe rilevanti per le conseguenze di un loro eventuale collasso.

Classe IV: Costruzioni con funzioni pubbliche o strategiche importanti, anche con riferimento alla gestione della protezione civile in caso di calamità. Industrie con attività particolarmente pericolose per l'ambiente. Reti viarie di tipo A o B, di cui al D.M. 5 novembre 2001, n. 6792, "Norme funzionali e geometriche per la costruzione delle strade", e di tipo C quando appartenenti ad itinerari di collegamento tra capoluoghi di provincia non altresì serviti da strade di tipo A o B. Ponti e reti ferroviarie di importanza critica per il mantenimento delle vie di comunicazione, particolarmente dopo un evento sismico. Dighe connesse al funzionamento di acquedotti e a impianti di produzione di energia elettrica.

Nel presente progetto si considera una **classe d'uso tipo IV** con coefficiente d'uso $C_U=2$.

6.7.3 Periodo di riferimento

Le azioni sismiche su ciascuna costruzione vengono valutate in relazione ad un periodo di riferimento V_R che si ricava, per ciascun tipo di costruzione, moltiplicandone la vita nominale V_N per il coefficiente d'uso C_U :

$V_R = V_N \cdot C_U = 50 \cdot 2 = 100$ anni (periodo di riferimento).

6.7.4 Valutazione dei parametri di pericolosità sismica

Fissata la vita di riferimento V_R , i due parametri T_R e P_{V_R} sono immediatamente esprimibili, l'uno in funzione dell'altro, mediante l'espressione:

	STATO LIMITE	P_{V_R}: probabilità di superamento nel periodo di riferimento
SLE	SLO - Stato Limite di Operatività	81%
	SLD - Stato Limite di Danno	63%
SLU	SLV - Stato Limite di salvaguardia della Vita	10%
	SLC - Stato Limite di prevenzione del Collasso	5%

$$T_R = -\frac{V_R}{\ln(1 - P_{V_R})} = -\frac{C_u \cdot V_N}{\ln(1 - P_{V_R})}$$

da cui si ottiene la seguente tabella:

Stati limite		Valori in anni del periodo di ritorno T_R al variare del periodo di riferimento V_R (anni)
SLE	SLO	60
	SLD	101
SLU	SLV	949
	SLC	1950

6.7.5 Caratterizzazione sismica del terreno

6.7.5.1 Categoria di Sottosuolo

Ai fini della definizione dell'azione sismica di progetto, si rende necessario valutare l'effetto della risposta sismica locale.

Per la definizione dell'azione sismica si può fare riferimento a un approccio semplificato, che si basa sull'individuazione delle categorie di sottosuolo di riferimento in accordo a quanto nelle NTC-2018.

I terreni di progetto possono essere caratterizzati come appartenenti a terreni di **Categoria B**.

6.7.5.2 Condizioni topografiche

In condizioni topografiche superficiali semplici si può adottare la seguente classificazione:

Categoria	Caratteristiche della superficie topografica
T1	Superficie pianeggiante, pendii e rilievi isolati con inclinazione media $i \leq 15^\circ$
T2	Pendii con inclinazione media $i > 15^\circ$
T3	Rilievi con larghezza in cresta molto minore che alla base e inclinazione media $15^\circ \leq i \leq 30^\circ$
T4	Rilievi con larghezza in cresta molto minore che alla base e inclinazione media $i > 30^\circ$

Le categorie topografiche appena definite si riferiscono a configurazioni geometriche prevalentemente bidimensionali, creste o dorsali allungate, e devono essere considerate nella definizione dell'azione sismica se di altezza maggiore di 30 m.

L'area interessata dall'opera in oggetto risulta classificabile come **T1**.

6.7.5.3 Amplificazione Stratigrafica e Topografica

In riferimento a quanto indicato nel §3.2.3.2.1 delle NTC-2018 per la definizione dello spettro elastico in accelerazione è necessario valutare il valore del coefficiente $S = S_s \cdot S_T$ e di C_c in base alla categoria di sottosuolo e alle condizioni topografiche; si fa riferimento nella valutazione dei coefficienti alle tabelle che sono riportate di seguito:

Categoria sottosuolo	S_s	C_c
A	1,00	1,00
B	$1,00 \leq 1,40 - 0,40 \cdot F_0 \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1,20$	$1,10 \cdot (T_C^*)^{-0,20}$
C	$1,00 \leq 1,70 - 0,60 \cdot F_0 \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1,50$	$1,05 \cdot (T_C^*)^{-0,33}$
D	$0,90 \leq 2,40 - 1,50 \cdot F_0 \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1,80$	$1,25 \cdot (T_C^*)^{-0,50}$
E	$1,00 \leq 2,00 - 1,10 \cdot F_0 \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1,60$	$1,15 \cdot (T_C^*)^{-0,40}$

Categoria Topografica	Ubicazione dell'opera dell'intervento	S_T
T1	-	1,0
T2	In corrispondenza della sommità del pendio	1,2
T3	In corrispondenza della cresta del rilievo	1,2
T4	In corrispondenza della cresta del rilievo	1,4

Il valore del coefficiente di amplificazione topografica nel caso in esame è pari a $S_T = 1$.

I valori dei coefficienti di amplificazione stratigrafica sono pari a $S_s = 1,17$ e $C_c = 1,362$.

6.7.6 Parametri sismici di calcolo

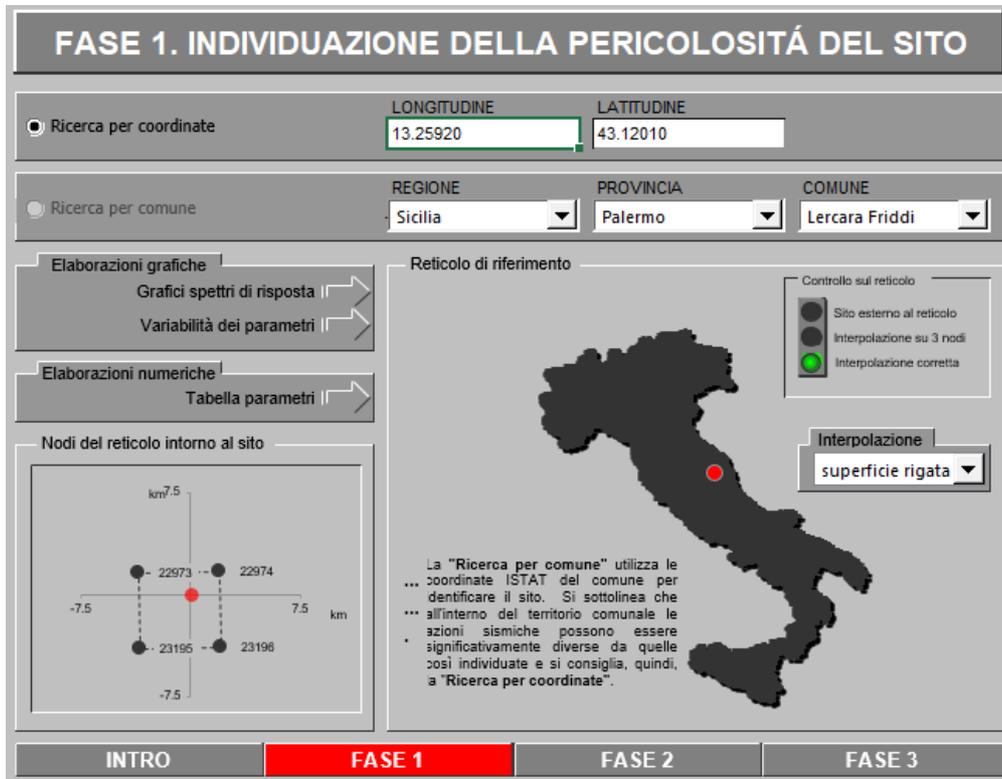


Figura 2: Individuazione della pericolosità del sito (Fase 1)

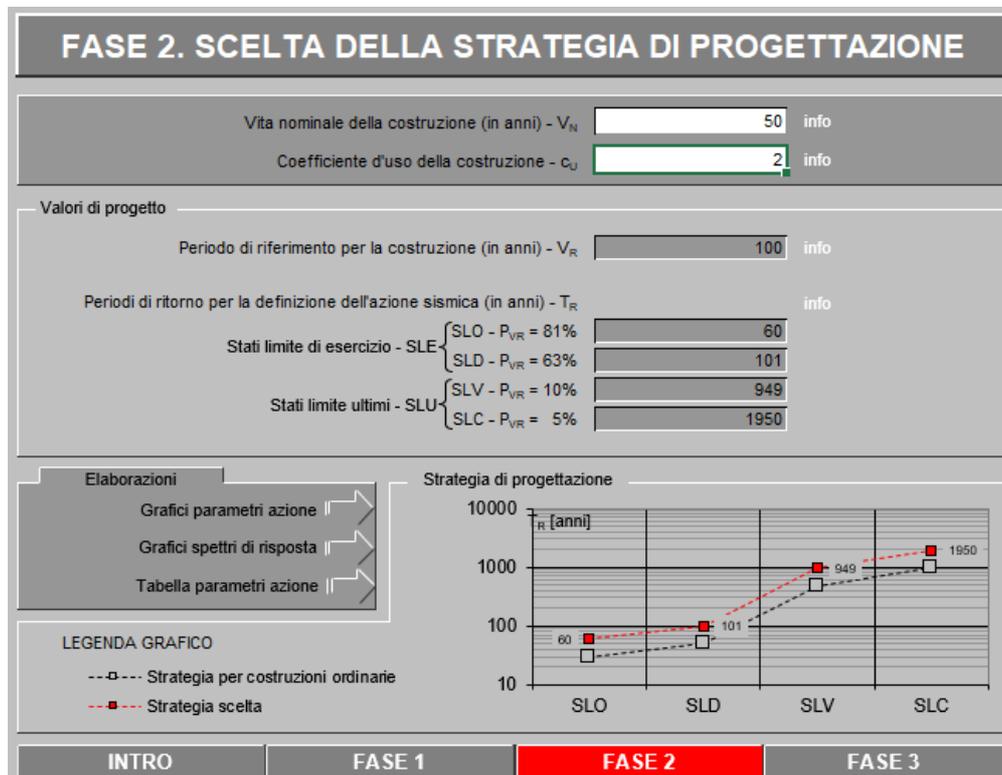


Figura 3: Scelta della strategia di progettazione (Fase 2)

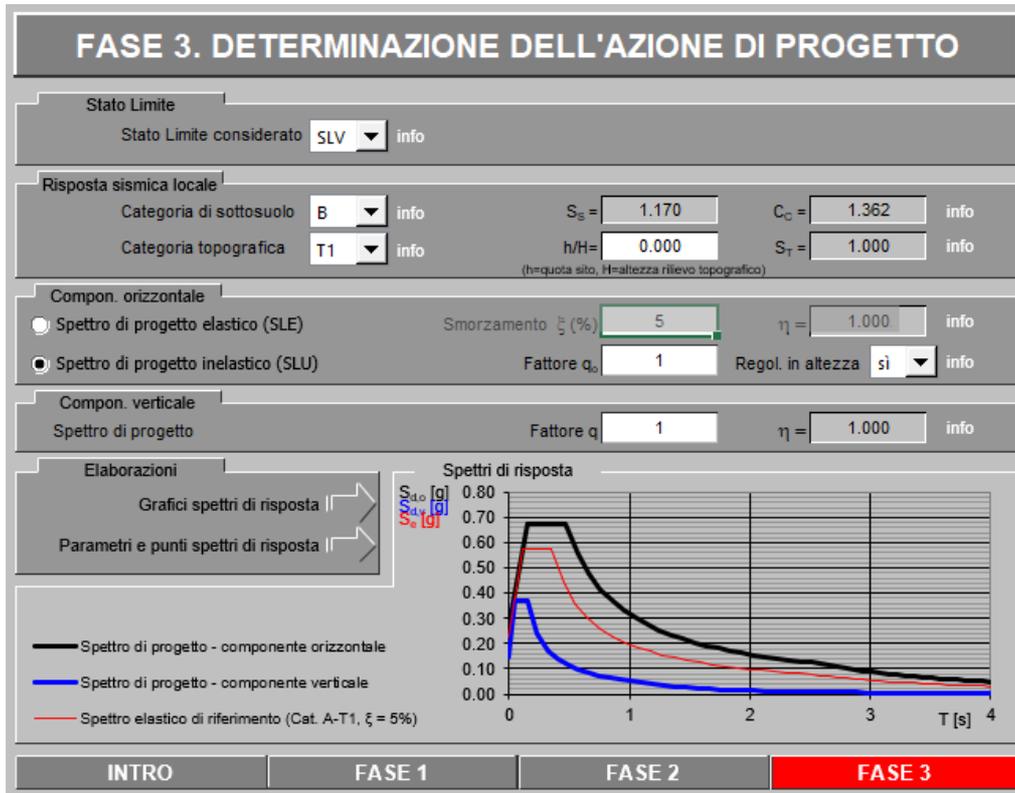
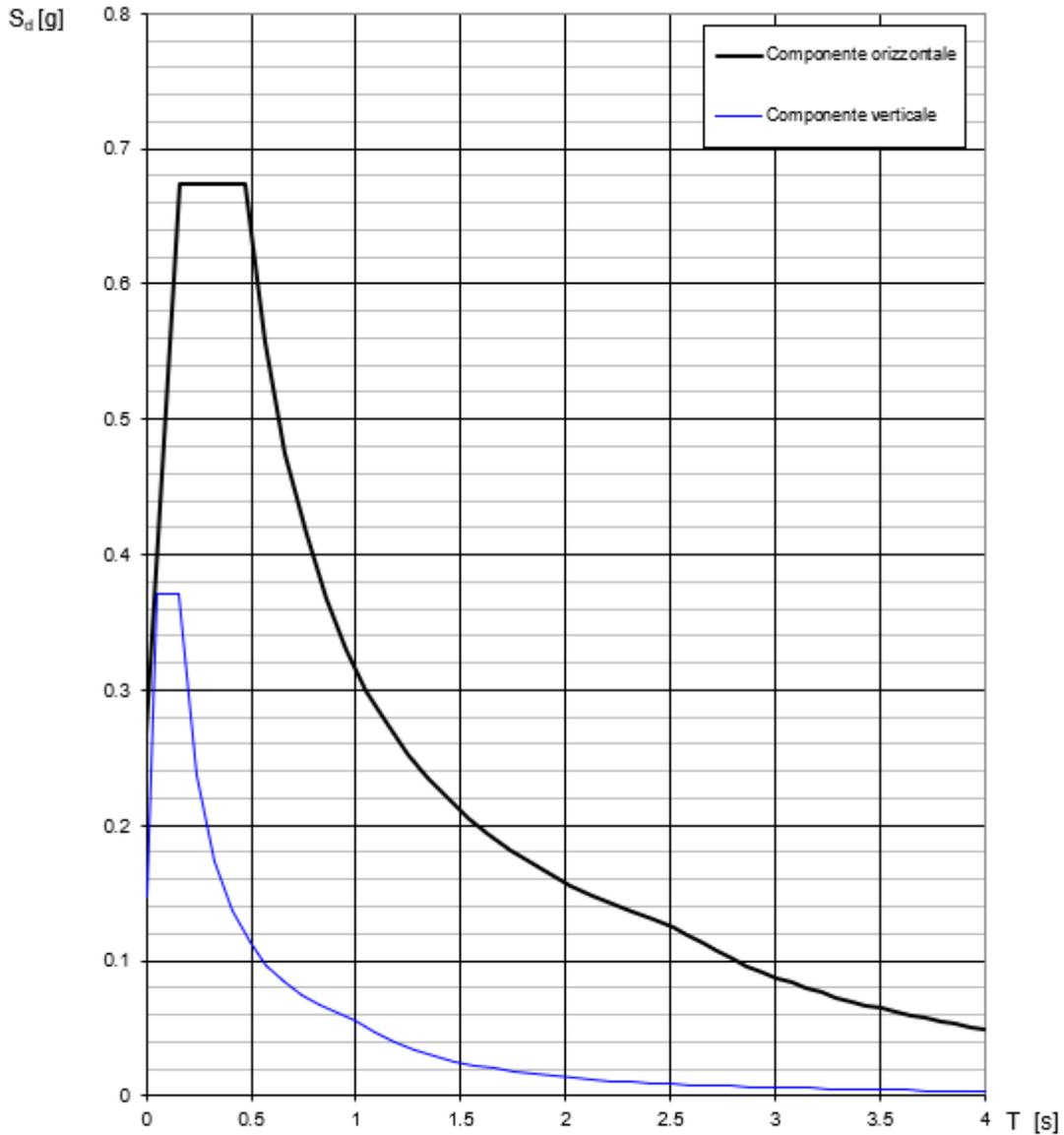


Figura 4: Determinazione dell'azione di progetto (Fase 3)

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



La verifica dell' idoneità del programma, l' utilizzo dei risultati da esso ottenuti sono onere e responsabilità esclusiva dell' utente. Il Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici non potrà essere ritenuto responsabile dei danni risultanti dall' utilizzo dello stesso.

Figura 5: Spettro elastico: grafico

Parametri e punti dello spettro di risposta orizzontale per lo stato SLV

Parametri indipendenti

STATO LIMITE	SLV
a_g	0.228 g
F_o	2.524
T_c	0.344 s
S_s	1.170
C_c	1.362
S_T	1.000
q	1.000

Parametri dipendenti

S	1.170
η	1.000
T_b	0.156 s
T_c	0.468 s
T_D	2.512 s

Espressioni dei parametri dipendenti

$$S = S_s \cdot S_T \quad (\text{NTC-08 Eq. 3.2.5})$$

$$\eta = \sqrt{10 / (5 + \xi)} \geq 0,55; \eta = 1 / q \quad (\text{NTC-08 Eq. 3.2.6; §. 3.2.3.5})$$

$$T_b = T_c / 3 \quad (\text{NTC-07 Eq. 3.2.8})$$

$$T_c = C_c \cdot T_c^* \quad (\text{NTC-07 Eq. 3.2.7})$$

$$T_D = 4,0 \cdot a_g / g + 1,6 \quad (\text{NTC-07 Eq. 3.2.9})$$

Espressioni dello spettro di risposta (NTC-08 Eq. 3.2.4)

$$0 \leq T < T_b \quad S_c(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_o \cdot \left[\frac{T}{T_b} + \frac{1}{\eta \cdot F_o} \left(1 - \frac{T}{T_b} \right) \right]$$

$$T_b \leq T < T_c \quad S_c(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_o$$

$$T_c \leq T < T_D \quad S_c(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_o \cdot \left(\frac{T_c}{T} \right)$$

$$T_D \leq T \quad S_c(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_o \cdot \left(\frac{T_c \cdot T_D}{T} \right)$$

Lo spettro di progetto $S_d(T)$ per le verifiche agli Stati Limite Ultimi è ottenuto dalle espressioni dello spettro elastico $S_c(T)$ sostituendo η con $1/q$, dove q è il fattore di struttura. (NTC-08 § 3.2.3.5)

Punti dello spettro di risposta

	T [s]	Se [g]
	0.000	0.267
T_b	0.156	0.673
T_c	0.468	0.673
	0.565	0.557
	0.663	0.476
	0.760	0.415
	0.857	0.368
	0.955	0.330
	1.052	0.300
	1.149	0.274
	1.247	0.253
	1.344	0.234
	1.441	0.219
	1.539	0.205
	1.636	0.193
	1.734	0.182
	1.831	0.172
	1.928	0.163
	2.026	0.156
	2.123	0.148
	2.220	0.142
	2.318	0.136
	2.415	0.130
T_D	2.512	0.125
	2.583	0.119
	2.654	0.112
	2.725	0.107
	2.796	0.101
	2.867	0.096
	2.937	0.092
	3.008	0.087
	3.079	0.084
	3.150	0.080
	3.221	0.076
	3.292	0.073
	3.362	0.070
	3.433	0.067
	3.504	0.064
	3.575	0.062
	3.646	0.060
	3.717	0.057
	3.787	0.055
	3.858	0.053
	3.929	0.051
	4.000	0.049

Figura 6: Spettro orizzontale di progetto: valori

Parametri e punti dello spettro di risposta verticale per lo stato linSLV

Parametri indipendenti

STATO LIMITE	SLV
a_{ov}	0.147 g
S_s	1.000
S_T	1.000
q	1.000
T_B	0.050 s
T_C	0.150 s
T_D	1.000 s

Parametri dipendenti

F_v	1.627
S	1.000
η	1.000

Espressioni dei parametri dipendenti

$$S = S_s \cdot S_T \quad (\text{NTC-08 Eq. 3.2.5})$$

$$\eta = 1/q \quad (\text{NTC-08 §. 3.2.3.5})$$

$$F_v = 1,35 \cdot F_0 \cdot \left(\frac{a}{a_0} \right)^{0,5} \quad (\text{NTC-08 Eq. 3.2.11})$$

Espressioni dello spettro di risposta (NTC-08 Eq. 3.2.10)

$$0 \leq T < T_B \quad S_c(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_v \cdot \left[\frac{T}{T_B} + \frac{1}{\eta \cdot F_c} \left(1 - \frac{T}{T_B} \right) \right]$$

$$T_B \leq T < T_C \quad S_c(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_v$$

$$T_C \leq T < T_D \quad S_c(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_v \cdot \left(\frac{T_C}{T} \right)$$

$$T_D \leq T \quad S_c(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_v \cdot \left(\frac{T_C \cdot T_D}{T^2} \right)$$

Punti dello spettro di risposta

	T [s]	Se [g]
	0.000	0.147
T_B	0.050	0.371
T_C	0.150	0.371
	0.235	0.237
	0.320	0.174
	0.405	0.137
	0.490	0.114
	0.575	0.097
	0.660	0.084
	0.745	0.075
	0.830	0.067
	0.915	0.061
T_D	1.000	0.056
	1.094	0.047
	1.188	0.039
	1.281	0.034
	1.375	0.029
	1.469	0.026
	1.563	0.023
	1.656	0.020
	1.750	0.018
	1.844	0.016
	1.938	0.015
	2.031	0.013
	2.125	0.012
	2.219	0.011
	2.313	0.010
	2.406	0.010
	2.500	0.009
	2.594	0.008
	2.688	0.008
	2.781	0.007
	2.875	0.007
	2.969	0.006
	3.063	0.006
	3.156	0.006
	3.250	0.005
	3.344	0.005
	3.438	0.005
	3.531	0.004
	3.625	0.004
	3.719	0.004
	3.813	0.004
	3.906	0.004
	4.000	0.003

Figura 7: Spettro verticale di progetto: valori

6.8 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.

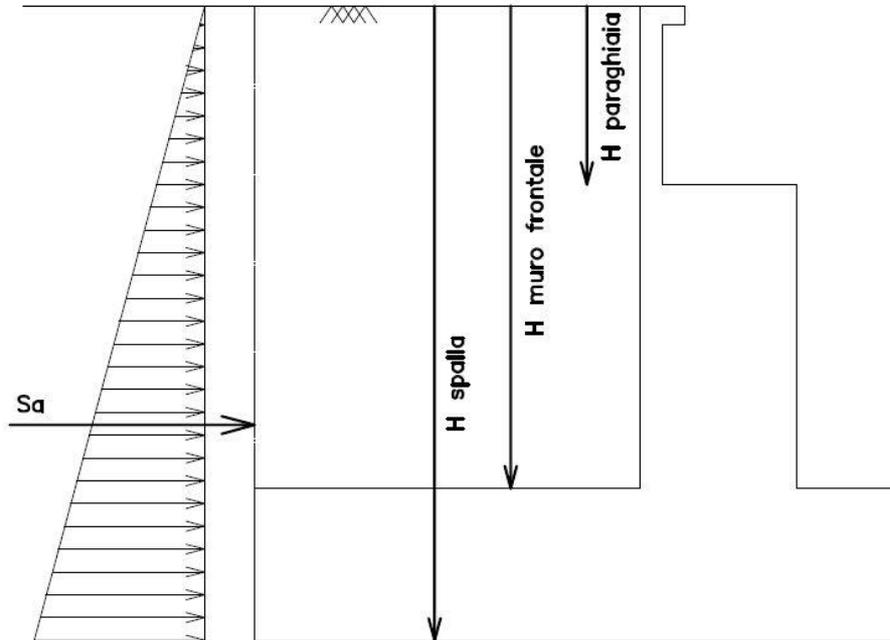


Figura 8: Schema per il calcolo degli effetti della spinta statica del terreno

Si ritiene che la spalla in condizioni statiche sia impedita di traslare rispetto al terreno. La spinta, quindi, viene calcolata con il coefficiente di spinta in quiete k_0 .

Nella tabella seguente si riportano i valori della spinta utilizzati nei calcoli in condizione statiche.

Spinta terre sopra falda	Spinta terreno a monte al di sopra della falda	6155.58	kN
---------------------------------	------------------------------------------------	---------	----

Tabella 1: Spinta delle terre a monte in condizioni statiche (spinta in quiete)

In condizioni sismiche (si vedano i paragrafi successivi), si ritiene che gli spostamenti della spalla siano tali da mobilitare la spinta attiva; pertanto, in tali condizioni la spinta è stata calcolata con il coefficiente di spinta attiva.

Nella tabella seguente si riportano i valori della spinta statica utilizzati nei calcoli in condizioni sismiche.

Spinta terre sopra falda	Spinta terreno a monte al di sopra della falda	3911.84	kN
---------------------------------	------------------------------------------------	---------	----

Tabella 2: Spinta statica delle terre a monte in condizioni sismiche (spinta attiva)

6.9 Spinta dovuta al sovraccarico accidentale e permanente

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 $q=16.12 \text{ kN/m}^2$.

Tale valore è stato ottenuto secondo quanto riportato nel paragrafo C5.1.3.3.5.1 della Circ.n.7, considerando un'altezza di diffusione pari a $H_{\text{muro frontale}}/2$.

Il valore della spinta risultante al metro è dunque pari a $S=k_0 \cdot q \cdot H_{\text{spalla}}$, con punto di applicazione posizionato a metà dell'altezza dell'elemento su cui insiste. Tale forza si considera agente in senso longitudinale su tutta la larghezza della spalla, mentre in senso trasversale sull'intera lunghezza dei muri andatori.

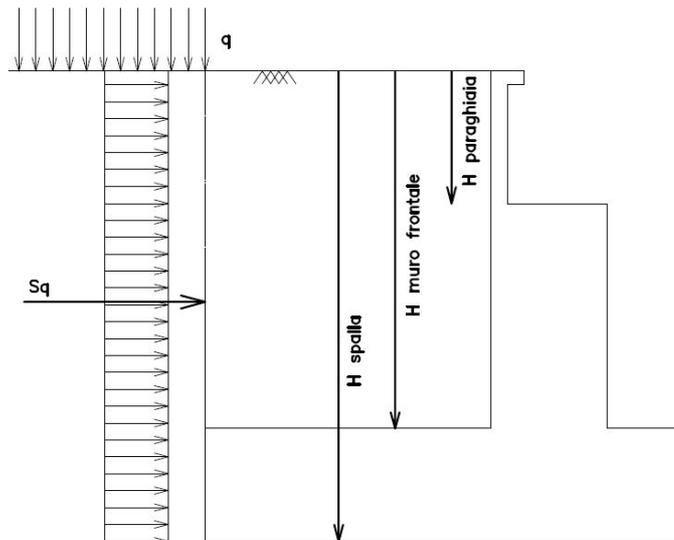


Figura 9: Schema per il calcolo degli effetti della spinta dovuta al sovraccarico accidentale

Analogamente a quanto considerato per la spinta delle terre, anche per il carico accidentale è stata considerata la spinta attiva in condizioni sismiche.

Nelle tabelle seguenti si riporta il calcolo delle spinte in entrambe le condizioni.

Spinta carico acc.	Spinta risultante dovuta al carico accidentale	924.43	kN
---------------------------	------------------------------------------------	--------	----

Tabella 3: Spinta dei carichi accidentali a monte in condizioni statiche (spinta in quiete)

Spinta carico acc.	Spinta risultante dovuta al carico accidentale	0	kN
---------------------------	------------------------------------------------	---	----

Tabella 4: Spinta dei carichi accidentali a monte in condizioni sismiche (spinta attiva)

6.10 Sovrappinta sismica

In condizione sismica si considera un incremento della spinta del terreno rispetto alla condizione statica in esercizio.

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

Table C.1 — Ratios v_a/h

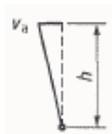
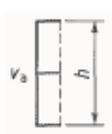
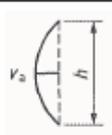
Kind of wall movement		v_a/h loose soil %	v_a/h dense soil %
a)		0,4 to 0,5	0,1 to 0,2
b)		0,2	0,05 to 0,1
c)		0,8 to 1,0	0,2 to 0,5
d)		0,4 to 0,5	0,1 to 0,2
where: v_a is the wall motion to mobilise active earth pressure h is the height of the wall			

Figura 10: Tabella EC7 spostamenti necessari a mobilitare la spinta attiva

Nel caso in oggetto, si fa riferimento al caso b (spinta agente a metà altezza del muro), pertanto la mobilitazione della spinta attiva si può ritenere raggiunta con uno spostamento pari a 0.05% dell'altezza della spalla. L'altezza totale nel nostro caso vale $9.5+1.8 = 11.3\text{m}$, pertanto, gli spostamenti minimi necessari a mobilitare la spinta attiva sono pari a $0.05/100 \times 11.3 = 0.00565\text{m} = 5.65\text{mm}$.

Nel seguito si riporta l'andamento degli spostamenti lungo il palo:

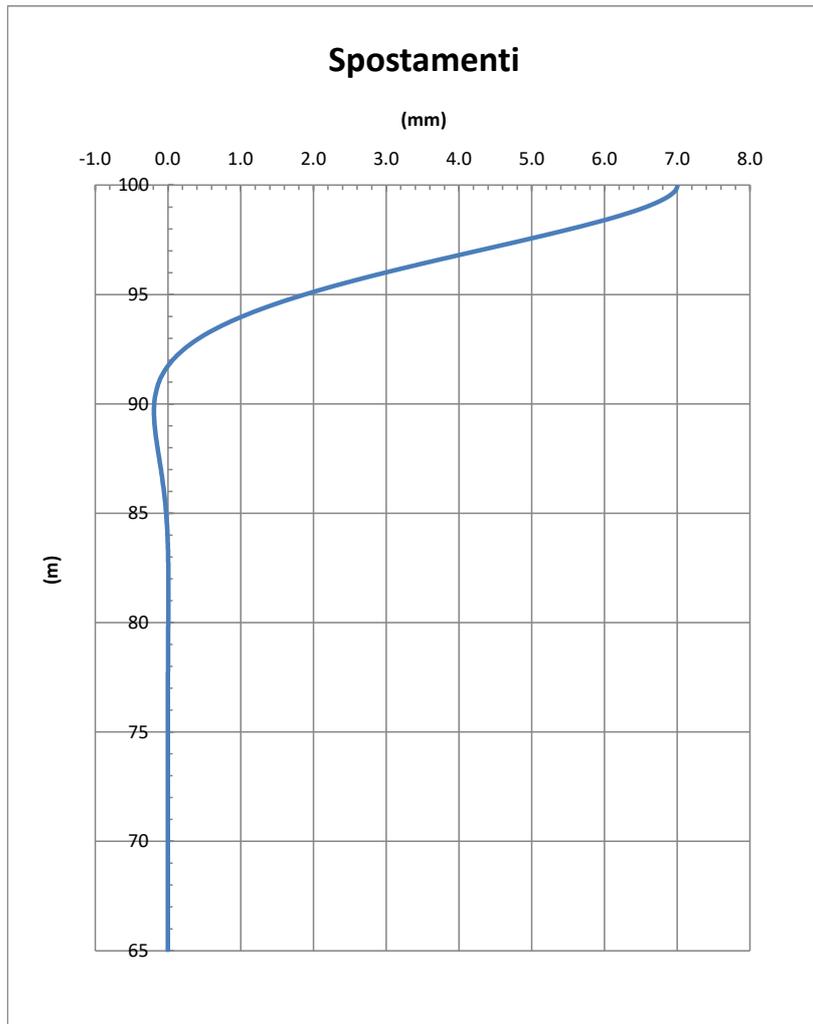


Figura 11: Spostamenti lungo il palo

Come si evince dalla figura precedente, lo spostamento in testa al palo è pari a circa 7.0mm, pertanto risulta superiore allo spostamento minimo necessario a mobilitare la spinta attiva.

Per tale ragione, nei calcoli che seguono è stata considerata la spinta attiva in condizioni sismiche.

Per la valutazione del coefficiente di spinta attiva in condizioni sismiche è stato fatto riferimento alla formulazione di Mononobe-Okabe:

$$\beta \leq \phi - \theta: k = \frac{\text{sen}^2(\psi + \phi - \theta)}{\cos\theta \text{sen}^2\psi \text{sen}(\phi - \theta - \delta) \left[1 + \sqrt{\frac{\text{sen}(\phi + \delta) \text{sen}(\phi - \beta - \theta)}{\text{sen}(\phi - \theta - \delta) \text{sen}(\psi + \beta)}} \right]^2}$$

$$\beta > \phi - \theta: K = \frac{\text{sen}^2(\psi + \phi - \theta)}{\cos\theta \text{sen}^2\psi \text{sen}(\psi - \theta - \delta)}$$

in cui:

ϕ : angolo di attrito del terreno;

ψ : angolo di inclinazione della parete rispetto all'orizzontale;

β : angolo di inclinazione del terrapieno rispetto all'orizzontale;

δ : angolo di attrito terra-muro posto pari a $2/3$ dell'angolo d'attrito del terreno;

θ : angolo sismico, definito secondo la seguente espressione in funzione dei coefficienti sismici:

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

In condizioni sismiche quindi il calcolo della spinta sarà condotto come somma della spinta attiva in condizioni statiche e dell'incremento di spinta attiva in condizioni sismiche.

I valori dei coefficienti sismici orizzontali e verticali sono dati da

$$k_h = \beta_m \cdot a_{max} / g$$

$$k_v = \pm 0.5 k_h$$

con

$$a_{max} = S_s \cdot S_t \cdot a_g$$

β_m = coefficiente di riduzione dell'accelerazione massima attesa al sito;

In base al §7.11.6.2.1 delle NTC-2018, per le opere di sostegno non libere di subire spostamenti relativi rispetto al terreno (di fondazione), il coefficiente β_m assume valore unitario.

Inoltre, sempre in base allo stesso §7.11.6.2.1 delle NTC-2018, nel caso di opere di sostegno libere di traslare o di ruotare intorno al piede, si può assumere che l'incremento di spinta dovuta al sisma agisca nello stesso punto di quella statica. Negli altri casi, in assenza di specifici studi, si deve assumere che tale incremento sia applicato a metà altezza del muro. Pertanto, l'incremento di spinta sismico, calcolato come sopra, è stato applicato a metà altezza della spalla.

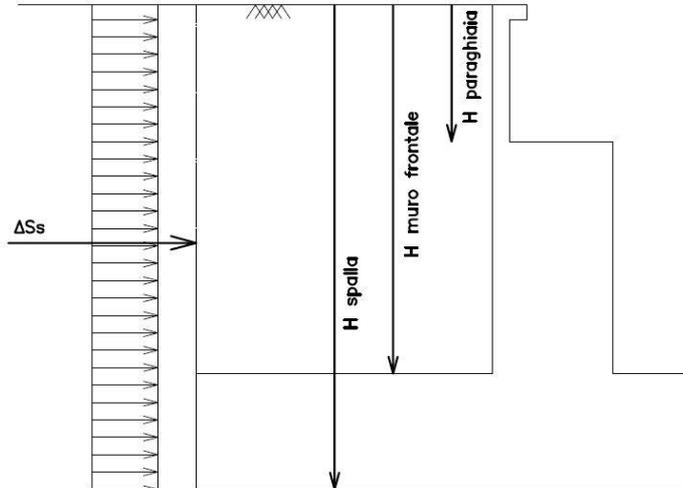


Figura 12: Schema per il calcolo degli effetti della sovraspinta sismica

Categoria suolo	Categoria del sottosuolo	B	
Fo	Fattore per l'amplificazione spettrale massima su sito di rif. rigido	2.524	
ag	Accelerazione orizzontale massima attesa su sito di rif. rigido	2.24	m/s ²
Ss	Coefficiente per l'effetto dell'amplificazione stratigrafica	1.17	
ST	Coefficiente per l'effetto dell'amplificazione topografica	1	
S	Fattore della categoria del suolo	1.17	
β_m	Coefficiente di riduzione dell'accelerazione max attesa al sito	1	
amax	Accelerazione orizzontale massima attesa al sito	2.6	m/s ²

kh	Coefficiente sismico orizzontale	0.27	g
kv	Coefficiente sismico verticale	0.13	
z Inerz N impal perm	Distanza verticale (Punto di applicazione N perm imp)-(estr baggioli), >0 se verso l'alto	1.78	m
z Inerz N impal traffico I.	Distanza verticale (Punto di applicazione N traffico imp)-(estr baggioli), >0 se verso l'alto	3.50	m

Tabella 5: Calcolo spinta sismica – Spettro RSL

6.11 Forze di inerzia

In fase sismica si devono considerare le azioni orizzontali e verticali agenti sulla spalla dovute all'inerzia delle parti in calcestruzzo, del rinterro compreso tra i muri andatori e dell'impalcato.

Le risultanti orizzontali e verticali sono rispettivamente pari a $F_h = k_h \cdot W$ 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 NTC-2018 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, come già anticipato, non essendo la spalla libera di traslare rispetto al terreno.

Le forze sismiche provenienti dall'impalcato sono state abbattute considerando la presenza del sistema di isolamento.

Sulla spalla sono previsti isolatori con rigidezza equivalente pari a 1.01 kN/mm. Su ogni spalla vengono posizionati 2 isolatori.

Su ognuna delle due pile, invece, sono presenti isolatori con rigidezza equivalente pari a 2.83 kN/mm, pertanto, la rigidezza totale del sistema di isolamento del viadotto è pari a 21.02 kN/mm.

N° isolatori spalla	Numero degli isolatori posizionati sulla singola spalla	2.00	
kiso_spalla	Rigidezza di ogni singolo isolatore posizionato sulla spalla	1.01	kN/mm
kiso_tot_spalla	Rigidezza totale degli isolatori della spalla	2.02	kN/mm
kiso_tot_viadotto	Rigidezza totale di tutti gli isolatori del viadotto	21.02	kN/mm
kh impalcato	Coefficiente sismico orizzontale in corrispondenza del periodo isolato	0.080	g
Ripartiz impalcato	Moltiplicatore per inerzia impalcato	0.10	

7 COMBINAZIONI DI CARICO

Sulla base delle condizioni di carico elementare illustrate al §6 sono state definite le combinazioni di carico.

Le combinazioni di carico prese in considerazione nelle verifiche sono state definite in base a quanto prescritto dalle NTC-2018 al par.2.5.3:

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

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

Combinazione caratteristica rara, impiegata per gli stati limite di esercizio (SLE) irreversibili, da utilizzarsi nelle verifiche delle tensioni d'esercizio:

$$G_1 + G_2 + P + Q_{k1} + \psi_{02} \cdot Q_{k2} + \psi_{03} \cdot Q_{k3} \dots;$$

Combinazione caratteristica frequente, impiegata per gli stati limite di esercizio (SLE) reversibili, da utilizzarsi nelle verifiche a fessurazione:

$$G_1 + G_2 + P + \psi_{11} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \psi_{23} \cdot Q_{k3} \dots;$$

Combinazione quasi permanente, generalmente impiegata per gli effetti a lungo termine:

$$G_1 + G_2 + P + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \psi_{23} \cdot Q_{k3} \dots;$$

Combinazione sismica:

$$E + G_1 + G_2 + P + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} \dots;$$

Per le verifiche SLU si adottano i valori dei coefficienti parziali e dei coefficienti di combinazione riportati nelle seguenti figure.

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

		Coefficiente	EQU ⁽¹⁾	A1 STR	A2 GEO
Carichi permanenti	favorevoli	γ_{G1}	0,90	1,00	1,00
	sfavorevoli		1,10	1,35	1,00
Carichi permanenti non strutturali ⁽²⁾	favorevoli	γ_{G2}	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,50	1,50	1,30
Carichi variabili da traffico	favorevoli	γ_Q	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,35	1,35	1,15
Carichi variabili	favorevoli	γ_{Qi}	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,50	1,50	1,30
Distorsioni e presollecitazioni di progetto	favorevoli	$\gamma_{\epsilon 1}$	0,90	1,00	1,00
	sfavorevoli		1,00 ⁽³⁾	1,00 ⁽⁴⁾	1,00
Ritiro e viscosità, Variazioni termiche, Cedimenti vincolari	favorevoli	$\gamma_{\epsilon 2}, \gamma_{\epsilon 3}, \gamma_{\epsilon 4}$	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,20	1,20	1,00

⁽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⁾ 1,30 per instabilità in strutture con precompressione esterna
⁽⁴⁾ 1,20 per effetti locali

Tabella 5.1.VI - Coefficienti ψ per le azioni variabili per ponti stradali e pedonali

Azioni	Gruppo di azioni (Tabella 5.1.IV)	Coefficiente ψ_0 di combinazione	Coefficiente ψ_1 (valori frequenti)	Coefficiente ψ_2 (valori quasi permanenti)
Azioni da traffico (Tabella 5.1.IV)	Schema 1 (Carichi tandem)	0,75	0,75	0,0
	Schemi 1, 5 e 6 (Carichi distribuiti)	0,40	0,40	0,0
	Schemi 3 e 4 (carichi concentrati)	0,40	0,40	0,0
	Schema 2	0,0	0,75	0,0
	2	0,0	0,0	0,0
	3	0,0	0,0	0,0
	4 (folla)	----	0,75	0,0
	5	0,0	0,0	0,0
Vento q_5	Vento a ponte scarico			
	SLU e SLE	0,6	0,2	0,0
	Esecuzione	0,8	----	0,0
	Vento a ponte carico	0,6		
Neve q_5	SLU e SLE	0,0	0,0	0,0
	esecuzione	0,8	0,6	0,5
Temperatura	T_k	0,6	0,6	0,5

8 CRITERI DI VERIFICA A SLU E SLV

8.1 Verifiche elementi in c.a.

Le verifiche sono condotte nel rispetto di quanto dichiarato nel paragrafo 4.1.2. delle NTC-2018.

Le verifiche di resistenza delle sezioni sono eseguite secondo il metodo semiprobabilistico agli stati limite.

I coefficienti di sicurezza adottati sono i seguenti:

- coefficiente parziale di sicurezza per il calcestruzzo: 1.50;
- coefficiente parziale di sicurezza per l'acciaio in barre: 1.15.

Il paragrafo in oggetto illustra nel dettaglio i criteri generali adottati per le verifiche strutturali condotte nel progetto. Ulteriori dettagli specifici, laddove impiegati, sono dichiarati e motivati nelle relative risultanze delle verifiche.

Per le sezioni in cemento armato si effettuano:

- verifiche per gli stati limite ultimi a presso-flessione;
- verifiche per gli stati limite ultimi a taglio;
- verifiche per gli stati limite di esercizio.

8.2 Verifiche per gli stati limite ultimi a flessione - pressoflessione

Allo stato limite ultimo, le verifiche a flessione o presso-flessione sono condotte confrontando (per le sezioni più significative) le resistenze ultime e le sollecitazioni massime agenti, valutando di conseguenza il corrispondente fattore di sicurezza.

8.3 Verifiche per gli stati limite a taglio

La verifica di resistenza nei confronti delle sollecitazioni taglianti è stata eseguita nel rispetto delle prescrizioni riportate al paragrafo 4.1.2.3 delle NTC-2018.

9 CRITERI DI VERIFICA IN CONDIZIONI DI ESERCIZIO

9.1 Verifiche SLE

9.1.1 Stato limite di formazione delle fessure

È stato verificato che il valore caratteristico di apertura delle fessure w_k non superi i limiti di normativa. L'ampiezza caratteristica delle fessure è calcolata come 1.7 volte il prodotto della deformazione media delle barre d'armatura ε_{sm} per la distanza media tra le fessure Δ_{sm} :

$$w_k = 1.7 \cdot \varepsilon_{sm} \cdot \Delta_{sm}$$

Trattandosi di strutture soggette a diverse condizioni ambientali, si adottano i seguenti limiti, per la combinazione frequente e presenza di armature poco sensibili, come previsto dal § 4.1.2.2.4 delle NTC-2018:

- $w_2 = 0.3$ mm per strutture in condizioni ambientali aggressive e molto aggressive, strutture a permanente contatto con il terreno e zone non ispezionabili di tutte le strutture
- $w_3 = 0.4$ mm per strutture in condizioni ambientali ordinarie.

Per la combinazione quasi permanente e presenza di armature poco sensibili, i limiti sono i seguenti, come previsto dal § 4.1.2.2.4 delle NTC-2018:

- $w_1 = 0.2$ mm per strutture in condizioni ambientali aggressive e molto aggressive, strutture a permanente contatto con il terreno e zone non ispezionabili di tutte le strutture
- $w_2 = 0.3$ mm per strutture in condizioni ambientali ordinarie.

Il valore limite di tensione di trazione nel calcestruzzo per lo stato limite di formazione delle fessure vale:

$$\sigma_t = \frac{f_{ctm}}{1.2}$$

9.1.2 Verifica delle massime tensioni di esercizio CLS ed acciaio

La massima tensione di compressione del cls e dell'acciaio deve rispettare le seguenti limitazioni (vedi §4.1.2.2.5 delle NTC-2018):

- $\sigma_{c,max} < 0.60 f_{ck}$ per combinazione caratteristica (rara);
- $\sigma_{c,max} < 0.45 f_{ck}$ per combinazione quasi permanente;

La massima tensione di trazione dell'acciaio deve rispettare la limitazione:

- $\sigma_s < 0.80 f_{yk}$ per combinazione caratteristica (rara).

10 DIMENSIONAMENTO E VERIFICA DELLA SPALLA

La determinazione delle azioni agenti sulla spalla è stata eseguita mediante l'utilizzo di un foglio di calcolo che considera gli effetti globali della struttura. Gli elementi costituenti sono stati dimensionati e verificati singolarmente, secondo gli schemi statici di seguito descritti.

La determinazione delle sollecitazioni utilizzate nelle verifiche è riportata nell'allegato alla presente relazione.

10.1 Muro paraghiaia

Il muro paraghiaia è stato considerato come una trave a mensola incastrata in testa al muro di testata.

Per il dimensionamento è stata considerata l'azione dei seguenti carichi:

- Peso proprio e il suo effetto dinamico in caso di sisma;
- Spinta delle terre
- Sovraccarico accidentale da traffico a tergo della spalla;
- Azione orizzontale della frenatura.

10.1.1 Sollecitazioni

Sollecitazioni sulla sezione di 1m

Statica

COMBO	Z	Thickness	N	T	M
	(m)	(m)	(kN/m)	(kN/m)	(kNm/m)
RARA_1_MTRA	0	0.6	54	106	243
RARA_2_MTRA	0	0.6	54	131	315
FREQ_1_MTRA	0	0.6	54	48	58
FREQ_2_MTRA	0	0.6	54	106	243
Q.PERM_MTRA	0	0.6	54	48	58
SLU1_MTRA	0	0.6	73	143	327
SLU2_MTRA	0	0.6	73	177	425
SLU3_MTRA	0	0.6	54	126	307
SLU4_MTRA	0	0.6	54	160	405
RARA_1_NML	0	0.6	54	106	243
RARA_2_NML	0	0.6	54	131	315
FREQ_1_NML	0	0.6	54	48	58
FREQ_2_NML	0	0.6	54	106	243
Q.PERM_NML	0	0.6	54	48	58
SLU1_NML	0	0.6	73	143	327
SLU2_NML	0	0.6	73	177	425
SLU3_NML	0	0.6	54	126	307
SLU4_NML	0	0.6	54	160	405
RARA_1_PSCA	0	0.6	54	48	58
RARA_2_PSCA	0	0.6	54	48	58
FREQ_1_PSCA	0	0.6	54	48	58
FREQ_2_PSCA	0	0.6	54	48	58

Statica

COMBO	Z	Thickness	N	T	M
	(m)	(m)	(kN/m)	(kN/m)	(kNm/m)
Q.PERM_PSCA	0	0.6	54	48	58
SLU1_PSCA	0	0.6	73	65	78
SLU2_PSCA	0	0.6	73	65	78
SLU3_PSCA	0	0.6	54	48	58
SLU4_PSCA	0	0.6	54	48	58

Sismica

SLV_PSCA	0	0.6	54	200	1025
----------	---	-----	----	-----	------

10.1.2 Sintesi armatura disposte

Le armature minime vengono calcolate in base a quanto previsto nel §7.4.6.2.1. delle NTC-2018.

Per l'armatura trasversale si fa riferimento al §7.4.6.2.4 delle NTC-2018.

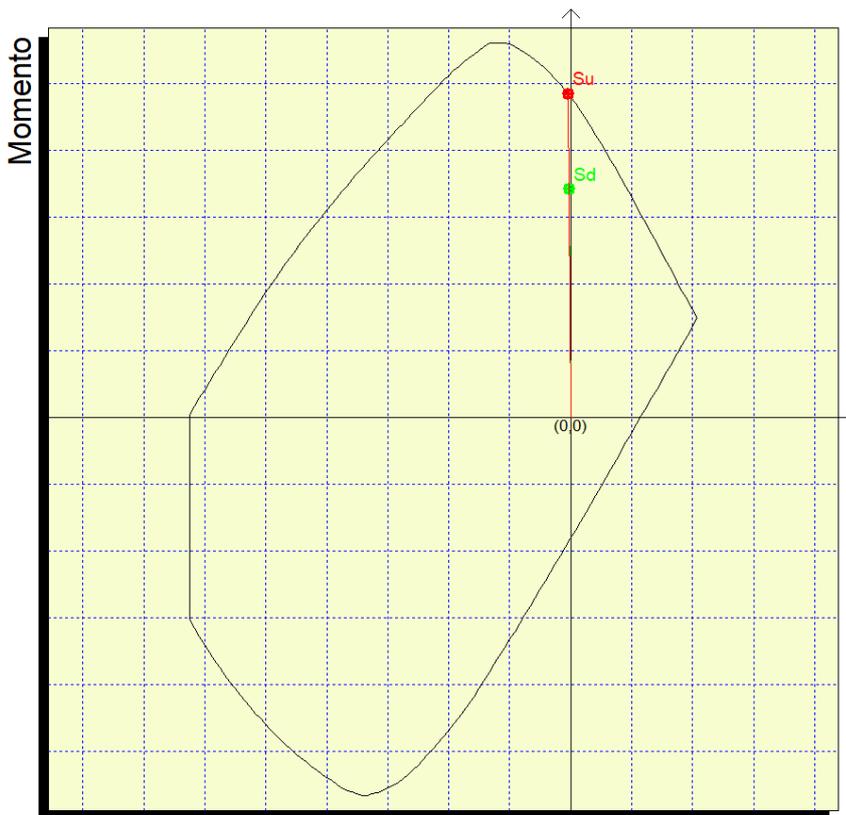
Armatura longitudinale

		ϕ	passo	As,ed	As	As,tot	As,min
		mm	mm	mm ²	mm ²	mm ²	mm ²
Tesa	Monte	26	100	5627.27	5309.29	7963.94	1866.67
	Monte	26	200		2654.65		
Compressa	Valle	26	200	-	2654.65	2654.65	-
	Valle	-	-		-		-

10.1.3 Verifiche SLV

10.1.3.1 Verifiche a Pressoflessione

	N (kN)	V (kN)	Mlong (kNm)	cs	
SLV_PSCA	54	200	1025	1.41	Verificato



Mx: -10250000
 My: 0
 N: -5400

Sovrapponi Curve
 Aggiungi alla relazione
 Curva M - N
 Curva Mx - My

Simmetria sezione
 Nessuna

[Curva Mx/My = cost.]:
 c.s.=1.41713159
 Mx ultimo =-14525598.765
 My ultimo =0.
 N ultimo =-7652.511
 [Curva N = cost.]:
 c.s.=1.41344881
 Mx ultimo =-14487850.285
 My ultimo =0.
 N ultimo =-5400.
 Nmax =415505.159
 Nmin =-1250801.159

Il coefficiente di sicurezza minimo è pari a **1.41**, pertanto la verifica risulta soddisfatta.

10.1.3.2 Verifiche a Taglio

Si riporta di seguito la verifica a taglio secondo NTC-2018 per elementi privi di armatura a taglio.

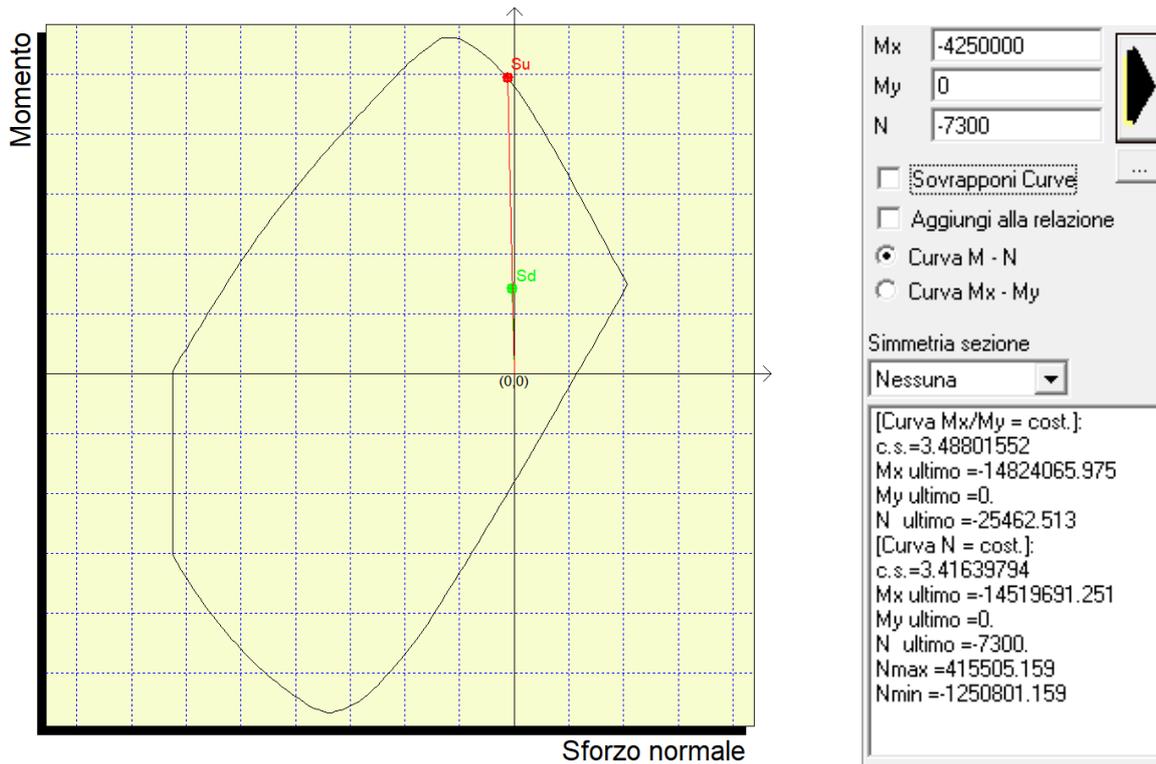
$V_{Ed} = T_{SLU}$	200.00	kN
$V_{Ed} = T_{SLU}$	200000	N
R_{ck}	37	MPa
f_{ck}	30.71	MPa
c netto	40	mm
Ø staffa	0	mm
Ø arm tesa	26	mm
Hsezione	600	mm
d	547.00	mm
k	1.605	-
b_w	1000	mm
Ø	26	mm
n	15	-
strati	1	-
A_{sl}	7964	mm ²
ρ_l	0.01456	-
N_{Ed}	0	kN
N_{Ed}	0	N
A_c	600000	mm ²
σ_{cp}	0	MPa
$C_{Rd,c}$	0.12	-
V_{min}	0.394	-
$V_{Rd,c}$	373848	N
$V_{Rd,c min}$	215663	N
$V_{Rd,c effettivo}$	373848	N
Verifica	OK	
T.S.	0.53	
C.S.	1.87	

La verifica risulta soddisfatta con coefficiente di sicurezza pari a **1.87**.
Non è necessario disporre apposita armatura a taglio.

10.1.4 Verifiche SLU

10.1.4.1 Verifiche a Pressoflessione

	N (kN)	V (kN)	Mlong (kNm)	cs	
SLU2_MTRA	73	177	425	3.42	Verificato



Il coefficiente di sicurezza minimo è pari a **3.42**, pertanto la verifica risulta soddisfatta.

10.1.4.2 Verifiche a Taglio

Si riporta di seguito la verifica a taglio secondo NTC-2018 per elementi privi di armatura a taglio.

$V_{Ed} = T_{SLU}$	177.00	kN
$V_{Ed} = T_{SLU}$	177000	N
R_{ck}	37	MPa
f_{ck}	30.71	MPa
c netto	40	mm
Ø staffa	0	mm
Ø arm tesa	26	mm
Hsezione	600	mm
d	547.00	mm
k	1.605	-
b_w	1000	mm
Ø	26	mm
n	15	-
strati	1	-
A_{sl}	7964	mm ²
ρ_l	0.01456	-
N_{Ed}	0	kN
N_{Ed}	0	N
Ac	600000	mm ²
σ_{cp}	0	MPa
$C_{Rd,c}$	0.12	-
V_{min}	0.394	-
$V_{Rd,c}$	373848	N
$V_{Rd,c min}$	215663	N
$V_{Rd,c effettivo}$	373848	N
Verifica	OK	
T.S.	0.47	
C.S.	2.11	

La verifica risulta soddisfatta con coefficiente di sicurezza pari a **2.11**.
Non è necessario disporre apposita armatura a taglio.

10.1.5 Verifiche SLE

10.1.5.1 Sollecitazioni per le verifiche

	N (kN)	Mlong
Comb rara	54.00	314.75
Comb frequente	54.00	242.53
Comb quasi perm	54.00	57.85

10.1.5.2 Verifica stato limite di fessurazione

fck	30.71	N/mm ²
fctm	2.94	N/mm ²
fyk	450.00	N/mm ²

	σ_t max	σ_{cls}		Verifica
Comb frequente	-2.45	-2.49	N/mm ²	Verificare ampiezza fessure
Comb quasi perm		-0.55	N/mm ²	Verifica soddisfatta

REQ

	and_Z=0	U. d.m.
c	40	mm
k ₁	0.8	-
k ₂	0.5	-
k ₃	3.4	-
k ₄	0.425	-
ϕ (o ϕ_{eq})	26	mm
A _s	7963.9	mm ²
h	600.0	mm
d	547.0	mm
x	117.5	mm
h _{eff}	132.50	mm
A _{eff}	132500	mm ²
ρ	0.06011	-
Δ_{sm}	123.3	mm
σ_t	24.52	kg/cm ²
σ_s	674.5	kg/cm ²
k _t	0.4	-
f _{ctm}	29	kg/cm ²
E _{cm}	330194	kg/cm ²
E _s	2100000	kg/cm ²
ϵ_{sm}	0.0001927	-
W _m	0.0238	mm

PROGETTO DEFINITIVO

W_k	0.040	mm
-------	-------	----

w limite	0.300	mm
-----------------	--------------	----

Verifica	OK	
-----------------	-----------	--

10.1.5.3 Verifica delle massime tensioni di esercizio CLS ed Acciaio

	$\sigma_c \text{ max}$	$\sigma_c \text{ Mmax}$		Verifica
Comb rara	18.426	4.70	N/mm ²	Verifica soddisfatta
Comb quasi perm	13.8195	0.80	N/mm ²	Verifica soddisfatta

	$\sigma_s \text{ max}$	σ_s		Verifica
Comb rara	-360	-88.34	N/mm ²	Verifica soddisfatta

10.2 Muro di testata

Il muro di testata è considerato come una trave a mensola incastrata nel plinto di fondazione.

Per il dimensionamento è stata considerata l'azione dei seguenti carichi:

- Peso proprio e il suo effetto dinamico in caso di sisma
- Spinta delle terre
- Sovraccarico accidentale da traffico a tergo della spalla
- Scarichi dell'impalcato

10.2.1 Sollecitazioni

Statica

COMBO	Z	Thickness	N	T	M
	(m)	(m)	(kN/m)	(kN/m)	(kNm/m)
RARA_1_MTRA	0	2.0	708	369	1221
RARA_2_MTRA	0	2.0	744	396	1348
FREQ_1_MTRA	0	2.0	655	336	1063
FREQ_2_MTRA	0	2.0	708	369	1221
Q.PERM_MTRA	0	2.0	655	336	1063
SLU1_MTRA	0	2.0	956	498	1648
SLU2_MTRA	0	2.0	1005	534	1820
SLU3_MTRA	0	2.0	727	381	1276
SLU4_MTRA	0	2.0	775	417	1448
RARA_1_NML	0	2.0	757	369	1221
RARA_2_NML	0	2.0	822	396	1348
FREQ_1_NML	0	2.0	655	336	1063
FREQ_2_NML	0	2.0	757	369	1221
Q.PERM_NML	0	2.0	655	336	1063
SLU1_NML	0	2.0	1021	498	1648
SLU2_NML	0	2.0	1109	534	1820
SLU3_NML	0	2.0	792	381	1276
SLU4_NML	0	2.0	880	417	1448
RARA_1_PSCA	0	2.0	655	336	1063
RARA_2_PSCA	0	2.0	655	336	1063
FREQ_1_PSCA	0	2.0	655	336	1063
FREQ_2_PSCA	0	2.0	655	336	1063
Q.PERM_PSCA	0	2.0	655	336	1063
SLU1_PSCA	0	2.0	884	453	1435
SLU2_PSCA	0	2.0	884	453	1435
SLU3_PSCA	0	2.0	655	336	1063
SLU4_PSCA	0	2.0	655	336	1063

Sismica

SLV_PSCA	0	2	624	970	4287

10.2.2 Sintesi armatura disposte

Le armature minime vengono calcolate in base a quanto previsto nel §7.4.6.2.1. delle NTC-2018.

Per l'armatura trasversale si fa riferimento al §7.4.6.2.4 delle NTC-2018.

Armatura longitudinale

		d	passo	As,ed	As	As,tot	As,min
		mm	mm	mm ²	mm ²	mm ²	mm ²
Tesa	Monte	26	100	6417.6	5309.3	7963.9	6222.22
	Monte	26	200		2654.6		
Compressa	Valle	26	200	-	2654.6	2654.6	6222.2
	Valle	-	-		-		

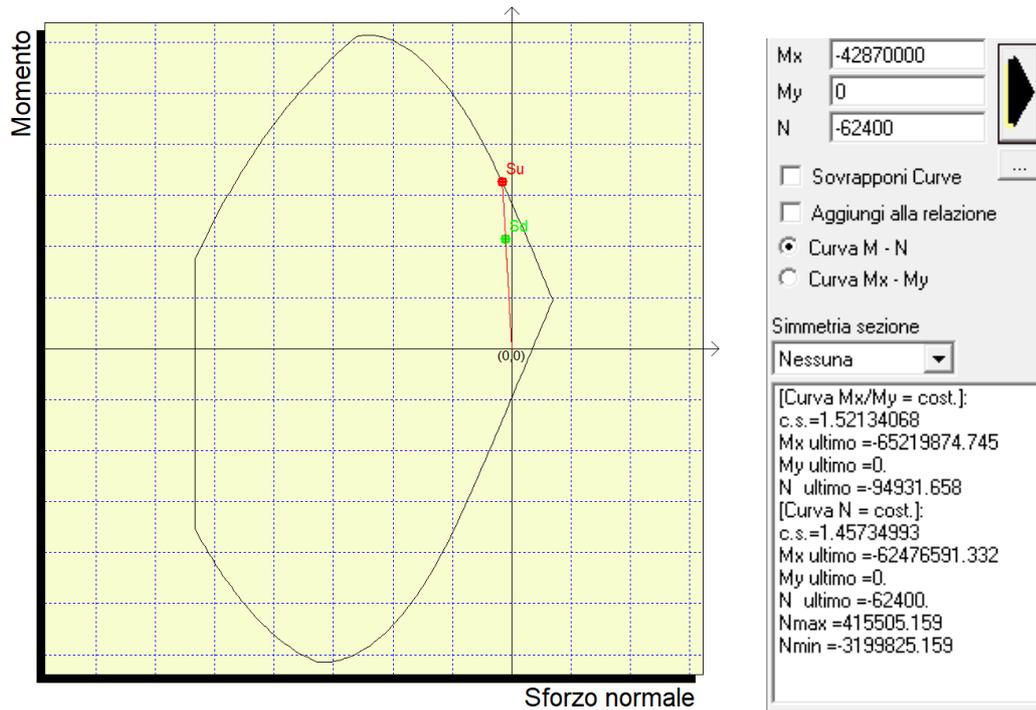
Armatura trasversale

		d	passo	As	As,tot
		mm	mm	mm ²	mm ²
Tesa	Monte	14	200	769.69	769.69
	Monte	-	-	-	
Compressa	Valle	14	200	769.69	769.69
	Valle	-	-	-	

10.2.3 Verifiche SLV

10.2.3.1 Verifiche a Pressoflessione

	N (kN)	V (kN)	Mlong (kNm)	cs	
SLV_PSCA	624	970	4287	1.46	Verificato



Il coefficiente di sicurezza minimo è pari a **1.46**, pertanto la verifica risulta soddisfatta.

10.2.3.2 Verifiche a Taglio

Si riporta di seguito la verifica a taglio secondo NTC-2018 per elementi privi di armatura a taglio.

$V_{Ed} = T_{SLU}$	970.00	kN
$V_{Ed} = T_{SLU}$	970000	N
R_{ck}	37	MPa
f_{ck}	30.71	MPa
c netto	40	mm
Ø staffa	14	mm
Ø arm tesa	26	mm
Hsezione	2000	mm
d	1933.00	mm
k	1.322	-
b_w	1000	mm
Ø	26	mm
n	15	-
A_{sl}	3982	mm ²
ρ_l	0.00206	-
N_{Ed}	0	kN
N_{Ed}	0	N
A_c	2000000	mm ²
σ_{cp}	0	MPa
f_{cd}	19.474	MPa
γ_c	1.5	-
$C_{Rd,c}$	0.12	-
V_{min}	0.295	-
$V_{Rd,c}$	566999	N
$V_{Rd,c min}$	569666	N
$V_{Rd,c effettivo}$	569666	N
Verifica	NO	
T.S.	1.70	
C.S.	0.59	

La verifica non risulta soddisfatta, è necessario disporre apposita armatura a taglio.

Si riporta di seguito la verifica secondo NTC-2018 per elementi con armatura a taglio.

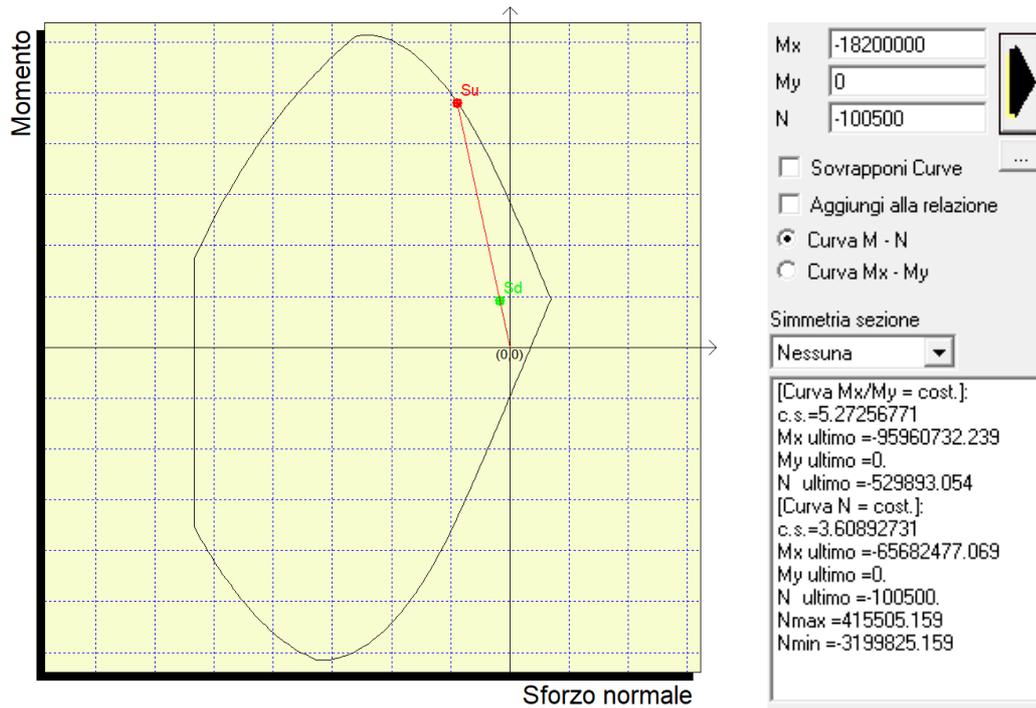
$V_{Ed} = T_{SLU}$	970	kN
$V_{Ed} = T_{SLU}$	970000	N
ϕ	14	mm
A_{ϕ}	153.938	mm ²
bracci	2.5	-
A_{sw}	384.8451	mm ²
s	200	mm
f_{ywd}	391.3043	MPa
$\cot \theta$	1	-
α_c	1	-
$z = 0.9d$	1739.7	mm
v	0.526296	-
$V_{Rd,s}$	1309921	N
$V_{Rd,s \max}$	8915025	N
$V_{Rd,c}$ effettivo	1309921	N
Verifica	OK	
T.S.	0.7405	
C.S.	1.350434	

La verifica risulta soddisfatta con coefficiente di sicurezza pari a **1.35**.

10.2.4 Verifiche SLU

10.2.4.1 Verifiche a Pressoflessione

	N (kN)	V (kN)	Mlong (kNm)	cs	
SLU2_MTRA	1005	534	1820	3.61	Verificato



Il coefficiente di sicurezza minimo è pari a **3.61**, pertanto la verifica risulta soddisfatta.

10.2.4.2 Verifiche a Taglio

Si riporta di seguito la verifica a taglio secondo NTC-2018 per elementi privi di armatura a taglio.

$V_{Ed} = T_{SLU}$	534.00	kN
$V_{Ed} = T_{SLU}$	534000	N
R_{ck}	37	MPa
f_{ck}	30.71	MPa
c netto	40	mm
Ø staffa	14	mm
Ø arm tesa	26	mm
Hsezione	2000	mm
d	1933.00	mm
k	1.322	-
b_w	1000	mm
Ø	26	mm
n	15	-
A_{sl}	3982	mm ²
ρ_l	0.00206	-
N_{Ed}	0	kN
N_{Ed}	0	N
A_c	2000000	mm ²
σ_{cp}	0	MPa
f_{cd}	19.474	MPa
γ_c	1.5	-
$C_{Rd,c}$	0.12	-
V_{min}	0.295	-
$V_{Rd,c}$	566999	N
$V_{Rd,c min}$	569666	N
$V_{Rd,c effettivo}$	569666	N
Verifica	OK	
T.S.	0.94	
C.S.	1.07	

 La verifica risulta soddisfatta con coefficiente di sicurezza pari a **1.07**.

Si riporta di seguito la verifica secondo NTC-2018 per elementi con armatura a taglio.

$V_{Ed} = T_{SLU}$	534	kN
$V_{Ed} = T_{SLU}$	534000	N
ϕ	14	mm
A_{ϕ}	153.938	mm ²
bracci	2.5	-
A_{sw}	384.8451	mm ²
s	200	mm
f_{ywd}	391.3043	MPa
$\cot \theta$	1	-
α_c	1	-
$z = 0.9d$	1739.7	mm
v	0.526296	-
$V_{Rd,s}$	1309921	N
$V_{Rd,s \max}$	8915025	N
$V_{Rd,c}$ effettivo	1309921	N
Verifica	OK	
T.S.	0.4077	
C.S.	2.453035	

La verifica risulta soddisfatta con coefficiente di sicurezza pari a **2.45**.

10.2.5 Verifiche SLE

10.2.5.1 Sollecitazioni per le verifiche

	N (kN)	Mlong
Comb rara	744.18	1347.91
Comb frequente	708.12	1221.04
Comb quasi perm	654.81	1063.06

10.2.5.2 Verifica stato limite di fessurazione

fck	30.71	N/mm ²
fctm	2.94	N/mm ²
fyk	450.00	N/mm ²

	σt max	σcls-		Verifica
Comb frequente	-2.45	-1.17	N/mm ²	Verifica soddisfatta
Comb quasi perm		-1.00	N/mm ²	Verifica soddisfatta

10.2.5.3 Verifica delle massime tensioni di esercizio CLS ed Acciaio

	σc max	σc Mmax		Verifica
Comb rara	18.426	2.11	N/mm ²	Verifica soddisfatta
Comb quasi perm	13.8195	1.70	N/mm ²	Verifica soddisfatta

	σs max	σs		Verifica
Comb rara	-360	-18.2	N/mm ²	Verifica soddisfatta

10.3 Muri andatori

In considerazione della geometria dei muri andatori, per il loro dimensionamento si considera uno schema di trave disposta orizzontalmente e incastrata in corrispondenza del muro di testata.

Per il dimensionamento è stata considerata l'azione dei seguenti carichi:

- Peso proprio e il suo effetto dinamico in caso di sisma
- Spinta delle terre
- Sovraccarico accidentale da traffico a tergo della spalla

10.3.1 Sollecitazioni

Sollecitazioni su una fascia orizzontale di 1m

H tot	9.8	m	
H di calcolo	6.53	m	pari a 2/3 H tot
γ rilevato	19	kN/m ³	
φ rilevato	35	°	
q traffico	16.12	kN/m ²	
ko	0.426	-	
kh sismico	0.267	g	
σ terreno_H	52.9	kN/m ²	
σ traffico	6.9	kN/m ²	
Larghezza rilevato	10.7	m	
Lunghezza muro andatore	3.7	m	
Spessore muro andatore	0.6	m	
Inerzia sismica rilevato	54.3	kN/m	
Inerzia muro andatore	4.0	kN/m	

Considero uno schema a mensola incastrata sul muro di testata

Combinazione SLU

γ perm	1.35	-
γ acc	1.35	-
p	80.74	kN/m
T	298.74	kN
M	552.66	kNm

Combinazione SLV

γ perm	1.00	-
γ acc	0.00	-
γ sism	1.00	-
p	111.22	kN/m
T	411.51	kN
M	761.30	kNm

Combinazione RARA

γ perm	1.00	-
γ acc	1.00	-
p	59.81	kN/m
T	221.29	kN
M	409.38	kNm

Combinazione FREQUENTE

γ perm	1.00	-
γ acc	0.75	-
p	58.09	kN/m
T	214.93	kN
M	397.62	kNm

Combinazione Q. PERM.

γ perm	1.00	-
γ acc	0.00	-
p	52.93	kN/m
T	195.85	kN
M	362.33	kNm

10.3.2 Sintesi armatura disposte

Le armature minime vengono calcolate in base a quanto previsto nel §7.4.6.2.1. delle NTC-2018.

Per l'armatura trasversale si fa riferimento al §7.4.6.2.4 delle NTC-2018.

Armatura longitudinale

		d	passo	As	As,tot	As,min
		mm	mm	mm ²	mm ²	mm ²
Tesa	Monte	26	100	5309.29	5309.29	1866.67
	Monte	-	-	-		
Compressa	Valle	26	100	5309.29	5309.29	-
	Valle	-	-	-		

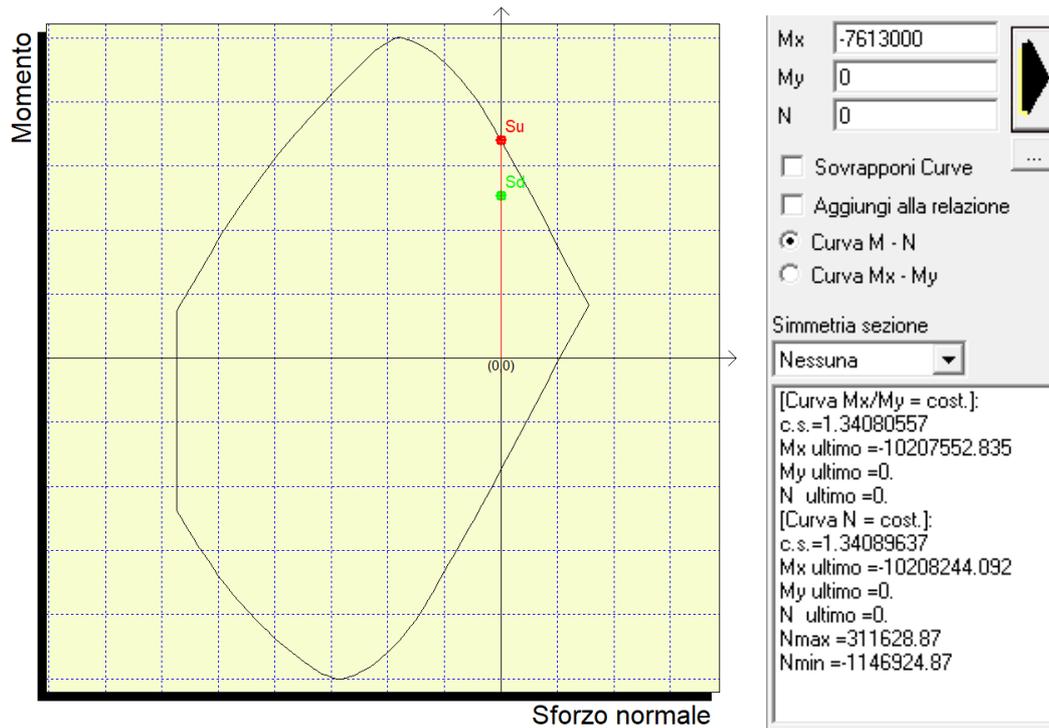
Armatura trasversale

		F	passo	As,tot
		mm	mm	mm ²
Tesa	Monte	14	15	10262.54
	Monte	-	-	
Compressa	Valle	14	15	10262.54
	Valle	-	-	

10.3.3 Verifiche SLV

10.3.3.1 Verifiche a Pressoflessione

	N (kN)	V (kN)	Mlong (kNm)	cs
SLV	0	412	761	1.34



Il coefficiente di sicurezza minimo è pari a **1.34**, pertanto la verifica risulta soddisfatta.

10.3.3.2 Verifiche a Taglio

Si riporta di seguito la verifica a taglio secondo NTC-2018 per elementi privi di armatura a taglio.

$V_{Ed} = T_{SLU}$	411.51	kN
$V_{Ed} = T_{SLU}$	411510	N
R_{ck}	37	MPa
f_{ck}	30.71	MPa
c netto	40	mm
Ø staffa	0	mm
Ø arm tesa	26	mm
Hsezione	600	mm
d	547.00	mm
k	1.605	-
b_w	1000	mm
Ø	26	mm
n	10	-
strati	1	-
A_{sl}	5309	mm ²
ρ_l	0.00971	-
N_{Ed}	0	kN
N_{Ed}	0	N
A_c	600000	mm ²
σ_{cp}	0	MPa
$C_{Rd,c}$	0.12	-
V_{min}	0.394	-
$V_{Rd,c}$	326587	N
$V_{Rd,c \min}$	215663	N
$V_{Rd,c \text{ effettivo}}$	326587	N
Verifica	NO	
T.S.	1.26	
C.S.	0.79	

La verifica non risulta soddisfatta, è necessario disporre apposita armatura a taglio.

Si riporta di seguito la verifica secondo NTC-2018 per elementi con armatura a taglio.

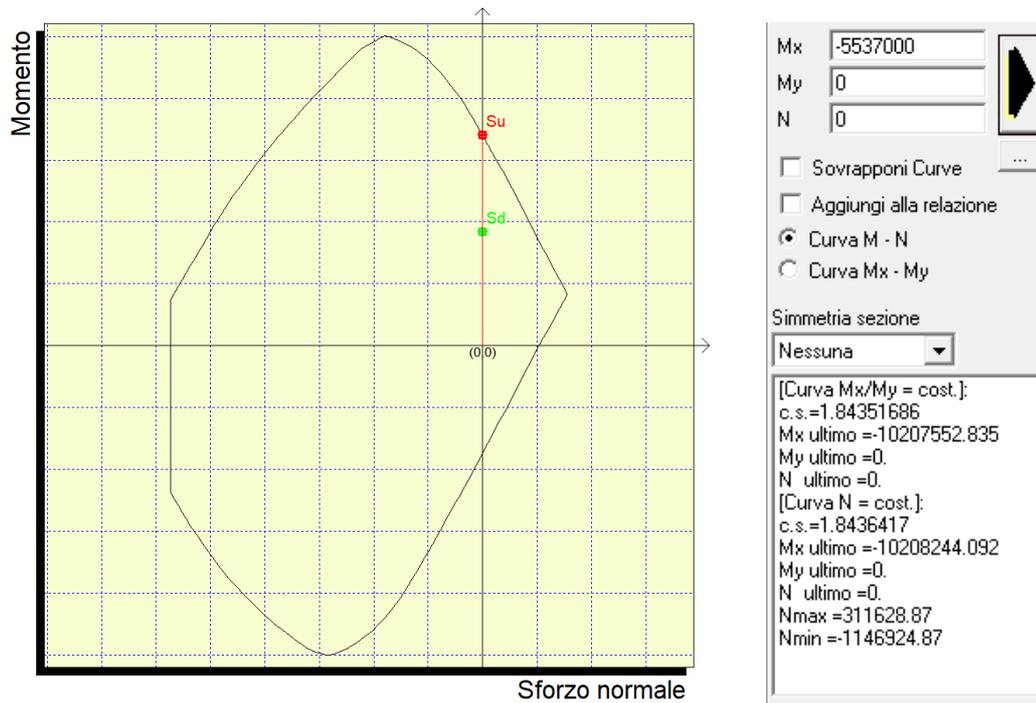
$V_{Ed} = T_{SLU}$	411.51	kN
$V_{Ed} = T_{SLU}$	411510	N
ϕ	14	mm
A_{ϕ}	153.938	mm ²
bracci	2.5	-
A_{sw}	384.8451	mm ²
s	150	mm
f_{ywd}	391.3043	MPa
cot θ	1	-
α_c	1	-
$z = 0.9d$	492.3	mm
v	0.526296	-
$V_{Rd,s}$	494241.5	N
$V_{Rd,s \max}$	2522772	N
$V_{Rd,c}$ effettivo	494241.5	N
Verifica	OK	
T.S.	0.8326	
C.S.	1.201044	

La verifica risulta soddisfatta con coefficiente di sicurezza pari a **1.20**.

10.3.4 Verifiche SLU

10.3.4.1 Verifiche a Pressoflessione

	N (kN)	V (kN)	Mlong (kNm)	cs
SLU	0	298.7	552.7	1.84



Il coefficiente di sicurezza minimo è pari a **1.84**, pertanto la verifica risulta soddisfatta.

10.3.4.2 Verifiche a Taglio

Si riporta di seguito la verifica a taglio secondo le NTC-2018 per elementi privi di armatura a taglio.

$V_{Ed} = T_{SLU}$	298.74	kN
$V_{Ed} = T_{SLU}$	298740	N
R_{ck}	37	MPa
f_{ck}	30.71	MPa
c netto	40	mm
Ø staffa	0	mm
Ø arm tesa	26	mm
Hsezione	600	mm
d	547.00	mm
k	1.605	-
b_w	1000	mm
Ø	26	mm
n	10	-
strati	1	-
A_{sl}	5309	mm ²
ρ_l	0.00971	-
N_{Ed}	0	kN
N_{Ed}	0	N
Ac	600000	mm ²
σ_{cp}	0	MPa
$C_{Rd,c}$	0.12	-
V_{min}	0.394	-
$V_{Rd,c}$	326587	N
$V_{Rd,c \min}$	215663	N
$V_{Rd,c \text{ effettivo}}$	326587	N
Verifica	OK	
T.S.	0.91	
C.S.	1.09	

 La verifica risulta soddisfatta con coefficiente di sicurezza pari a **1.09**.

Si riporta di seguito la verifica secondo NTC-2018 per elementi con armatura a taglio.

$V_{Ed} = T_{SLU}$	298.74	kN
$V_{Ed} = T_{SLU}$	298740	N
ϕ	14	mm
A_{ϕ}	153.938	mm ²
bracci	2.5	-
A_{sw}	384.8451	mm ²
s	150	mm
f_{ywd}	391.3043	MPa
$\cot \theta$	1	-
α_c	1	-
$z = 0.9d$	492.3	mm
v	0.526296	-
$V_{Rd,s}$	494241.5	N
$V_{Rd,s \max}$	2522772	N
$V_{Rd,c \text{ effettivo}}$	494241.5	N
Verifica	OK	
T.S.	0.6044	
C.S.	1.65442	

La verifica risulta soddisfatta con coefficiente di sicurezza pari a **1.65**.

10.3.5 Verifiche SLE

10.3.5.1 Sollecitazioni per le verifiche

	N (kN)	Mlong
Comb rara	0.00	409.38
Comb frequente	0.00	397.62
Comb quasi perm	0.00	362.33

10.3.5.2 Verifica stato limite di fessurazione

fck	30.71	N/mm ²
fctm	2.94	N/mm ²
fyk	450.00	N/mm ²

	σt max	σcls-		Verifica
Comb frequente	-2.45	-4.53	N/mm ²	Verificare ampiezza fessure
Comb quasi perm		-4.12	N/mm ²	Verificare ampiezza fessure

FREQ

	and_Z=0	U. d.m.
c	40	mm
k ₁	0.8	-
k ₂	0.5	-
k ₃	3.4	-
k ₄	0.425	-
φ (o φ _{eq})	26	mm
A _s	5309.3	mm ²
h	600.0	mm
d	547.0	mm
x	205.5	mm
h _{eff}	131.50	mm
A _{eff}	131500	mm ²
ρ	0.04037	-
Δ _{sm}	144.4	mm
σ _t	24.52	kg/cm ²
σ _s	1553.9	kg/cm ²
k _t	0.4	-
f _{ctm}	29	kg/cm ²
E _{cm}	330194	kg/cm ²
E _s	2100000	kg/cm ²
ε _{sm}	0.0005655	-
W _m	0.0817	mm
W _k	0.139	mm

w limite	0.300	mm
Verifica	OK	

Q. PERM.

	and_Z=0	U. d.m.
c	40	mm
k ₁	0.8	-
k ₂	0.5	-
k ₃	3.4	-
k ₄	0.425	-
φ (o φ _{eq})	26	mm
A _s	5309.3	mm ²
h	600.0	mm
d	547.0	mm
x	205.5	mm
h _{eff}	131.50	mm
A _{eff}	131500	mm ²
ρ	0.04037	-
Δ _{sm}	144.4	mm
σ _t	24.52	kg/cm ²
σ _s	1416	kg/cm ²
k _t	0.4	-
f _{ctm}	29	kg/cm ²
E _{cm}	330194	kg/cm ²
E _s	2100000	kg/cm ²
ε _{sm}	0.0004999	-
W _m	0.0722	mm
W _k	0.123	mm

w limite	0.200	mm
Verifica	OK	

10.3.5.3 Verifica delle massime tensioni di esercizio CLS ed Acciaio

	σc max	σc Mmax		Verifica
Comb rara	18.426	6.42	N/mm ²	Verifica soddisfatta
Comb quasi perm	13.8195	5.68	N/mm ²	Verifica soddisfatta

	σs max	σs		Verifica
Comb rara	-360	-160.0	N/mm ²	Verifica soddisfatta