

COMMITTENTE:



PROGETTAZIONE:



U.O. OPERE CIVILI

PROGETTO DEFINITIVO

**RADDOPPIO LINEA GENOVA – VENTIMIGLIA
TRATTA FINALE LIGURE - ANDORA**

OPERE PRINCIPALI – PONTI E CAVALCAFERROVIA

Ponte stradale su Torrente Arroscia
Relazione di calcolo spalle

SCALA:

-

COMMESSA	LOTTO	FASE	ENTE	TIPO DOC.	OPERA/DISCIPLINA	PROGR.	REV.
I V 0 I	0 0	D	0 9	C L	I V X 8 0 4	0 0 1	A

Rev.	Descrizione	Redatto	Data	Verificato	Data	Approvato	Data	Autorizzato Data
A	Emissione esecutiva	K. Petrucci	Feb.2022	D. Guerci	Feb.2022	D. Fadda	Feb.2022	A. Vittezzi Feb. 2022

ITALFERR S.p.A.
 U.O. Opere Civili e Gestione dei Servizi
 Direzione Regionale Liguria
 Ordine degli Ingegneri della Provincia di Genova
 n° 14297/3

File IV0100D09CLIVX804001A	n. Elab.:
----------------------------	-----------

INDICE

1	PREMESSA.....	4
2	NORMATIVE DI RIFERIMENTO	5
2.1	NORMATIVA E ISTRUZIONI.....	5
3	CARATTERISTICHE DEI MATERIALI IMPIEGATI.....	6
3.1	CALCESTRUZZO.....	6
3.1.1	<i>Classe C25/30 (pali, diaframmi di fondazione, cordoli e opere provvisionali).....</i>	<i>6</i>
3.1.2	<i>Classe C32/40 (fondazione pile, spalle e solettoni).....</i>	<i>6</i>
3.2	ACCIAIO	6
3.2.1	<i>Acciaio per cemento armato.....</i>	<i>6</i>
4	STRATIGRAFIA E PARAMETRI GEOTECNICI.....	7
5	CARATTERISTICHE DELLE SPALLE	8
5.1	GEOMETRIA DELLE SPALLE.....	8
6	ANALISI DEI CARICHI DI PROGETTO	9
6.1	CARICHI PERMANENTI STRUTTURALI (G1) E NON STRUTTURALI (G2).....	9
6.2	AZIONI VARIABILI DA TRAFFICO	10
6.2.1	<i>Schemi di carico 1.....</i>	<i>10</i>
6.2.2	<i>Schema di carico 5.....</i>	<i>11</i>
6.2.3	<i>Schemi di carico adottati.....</i>	<i>11</i>
6.2.4	<i>Effetti dinamici.....</i>	<i>13</i>
6.3	AZIONI LONGITUDINALI DI FRENAMENTO O DI ACCELERAZIONE Q3.....	13

6.4	AZIONE DEL VENTO	14
6.5	AZIONE SISMICA	18
6.5.1	<i>Vita nominale</i>	18
6.5.2	<i>Classe d'uso</i>	19
6.5.3	<i>Periodo di riferimento</i>	19
6.5.4	<i>Valutazione dei parametri di pericolosità sismica</i>	20
6.5.5	<i>Caratterizzazione sismica del terreno</i>	21
6.6	RIEPILOGO DELLE AZIONI DEL TRAFFICO DELL'IMPALCATO	26
6.7	SPINTA STATICA DEL TERRENO	27
6.8	SPINTA DOVUTA AL SOVRACCARICO ACCIDENTALE E PERMANENTE.....	28
6.9	SOVRASPINTA SISMICA	29
6.10	FORZE DI INERZIA DOVUTE AL SISMA.....	30
7	COMBINAZIONI DI CARICO	31
8	CRITERI DI VERIFICA SLU E SLV	33
8.1	VERIFICHE ELEMENTI IN C.A.	33
8.2	VERIFICHE PER GLI STATI LIMITE ULTIMI A FLESSIONE - PRESSOFLESSIONE	33
8.3	VERIFICHE PER GLI STATI LIMITE ULTIMI A TAGLIO	33
9	CRITERI DI VERIFICA CONDIZIONI DI ESERCIZIO.....	34
9.1	VERIFICHE SLE	34
9.1.1	<i>Stato limite di formazione delle fessure</i>	34
9.1.2	<i>Verifica delle massime tensioni di esercizio CLS ed acciaio</i>	34
10	DIMENSIONAMENTO E VERIFICA DELLA SPALLA.....	35

10.1	MURO PARAGHIAIA	35
10.1.1	<i>Sollecitazioni</i>	35
10.1.2	<i>Sintesi delle armature disposte</i>	38
10.1.3	<i>Verifiche SLV</i>	39
10.1.4	<i>Verifiche SLU</i>	42
10.1.5	<i>Verifica locale paraghiaia</i>	45
10.1.6	<i>Verifiche SLE</i>	49
10.2	MURO DI TESTATA.....	50
10.2.1	<i>Sollecitazioni</i>	50
10.2.2	<i>Sintesi delle armature disposte</i>	53
10.2.3	<i>Verifiche SLV</i>	54
10.2.4	<i>Verifica SLU</i>	57
10.2.5	<i>Verifiche SLE</i>	59
10.3	MURI ANDATORI.....	61
10.3.1	<i>Sollecitazioni</i>	61
10.3.2	<i>Sintesi delle armature disposte</i>	64
10.3.3	<i>Verifiche SLV</i>	65
10.3.4	<i>Verifiche SLU</i>	69
10.3.5	<i>Verifiche SLE</i>	71
11	SOLLECITAZIONI IN FONDAZIONE	73
11.1	SOLLECITAZIONI AD INTRADOSSO FONDAZIONE	73
11.2	SOLLECITAZIONI SUI PALI	75

12	VERIFICHE STRUTTURALI PLINTO DI FONDAZIONE	79
12.1	SINTESI DELLE ARMATURE DISPOSTE IN DIREZIONE LONGITUDINALE	80
12.2	SINTESI DELLE ARMATURE DISPOSTE IN DIREZIONE TRASVERSALE.....	80
12.2.1	<i>Verifiche SLV in direzione trasversale</i>	<i>81</i>
12.2.2	<i>Verifiche SLV in direzione longitudinale.....</i>	<i>85</i>
12.2.3	<i>Verifiche SLU in direzione trasversale.....</i>	<i>88</i>
12.2.1	<i>Verifiche SLU in direzione longitudinale</i>	<i>91</i>
12.2.2	<i>Verifiche SLE in direzione trasversale</i>	<i>94</i>
12.2.3	<i>Verifiche SLE in direzione longitudinale.....</i>	<i>95</i>
13	VERIFICHE STRUTTURALI PALI DI FONDAZIONE.....	96
13.1	MASSIME E MINIME SOLLECITAZIONI SUL SINGOLO PALO	96
13.1.1	<i>Dimensionamento delle armature</i>	<i>97</i>
13.1.2	<i>Verifiche SLV e SLU.....</i>	<i>98</i>
13.1.3	<i>Verifiche SLE.....</i>	<i>102</i>

1 PREMESSA

La presente relazione si riferisce al dimensionamento delle spalle del ponte stradale IVX8 sul Torrente Arroscia previsto nell'ambito del raddoppio della linea Genova-Ventimiglia, tratta Finale Ligure - Andora. Per tutti i dettagli sull'opera si rimanda agli elaborati grafici e della relazione descrittiva Doc. IV0I00D09ROI VX800001.

2 NORMATIVE DI RIFERIMENTO

2.1 Normativa e istruzioni

La progettazione è conforme alle normative vigenti.

Ferrovie dello Stato hanno emanato nel tempo varie normative e linee guida riguardanti sia i sovraccarichi che le prescrizioni relative ai ponti.

Le normative rilevanti per la redazione del progetto di messa in sicurezza sono ovviamente le normative ora vigenti per le strutture, e per i ponti ferroviari in particolare, elencate nel seguito.

- *DM 17 gennaio 2018: Aggiornamento delle “Norme Tecniche per le Costruzioni” (NTC18);*
- *Circolare Applicativa delle NTC 2018, 21/01/2019 (Circ n.7)*
- *Eurocodice 8: Progettazione delle strutture per la resistenza sismica – parte 5 – Fondazioni, strutture di contenimento ed aspetti geotecnici;*
- *RFICTCSIMAIIFS001_E: Manuale di progettazione delle opere civili, 31/12/2020*
- *Regolamento (UE) N. 1299/2014 della Commissione del 18 novembre 2014 relativo alle specifiche tecniche di interoperabilità per il sottosistema “infrastruttura” del sistema ferroviario dell’Unione europea, modificato dal Regolamento di esecuzione (UE) N° 2019/776 della Commissione del 16 maggio 2019;*
- *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.*

3 CARATTERISTICHE DEI MATERIALI IMPIEGATI

3.1 Calcestruzzo

3.1.1 Classe C25/30 (pali, diaframmi di fondazione, cordoli e opere provvisionali)

- Classe d'esposizione : XC2
- Copriferro netto minimo: $c = 60\text{mm}$
- $R_{ck} = 30\text{ N/mm}^2$
- $f_{ck} = 0,83 \cdot R_{ck} = 24,9\text{ N/mm}^2$
- Resistenza di calcolo a compressione: $f_{cd} = f_{ck} \cdot \alpha_{cc} / \gamma_c = 24,9 \cdot 0,85 / 1,5 = 14,11\text{ N/mm}^2$
- Resistenza di calcolo a trazione: $f_{ctm} = 0,30 \cdot f_{ck}^{(2/3)} = 2,56\text{ N/mm}^2$
- Modulo elastico: $E = 22000 [f_{cm}/10]^{0,3} = 31447,16\text{ MPa}$

3.1.2 Classe C32/40 (fondazione pile, spalle e solettoni)

- Classe d'esposizione : XC2
- Copriferro netto minimo: $c = 40\text{mm}$
- $R_{ck} = 40\text{ N/mm}^2$
- $f_{ck} = 0,83 \cdot R_{ck} = 33,20\text{ N/mm}^2$
- Resistenza di calcolo a compressione: $f_{cd} = f_{ck} \cdot \alpha_{cc} / \gamma_c = 33,20 \cdot 0,85 / 1,5 = 18,81\text{ N/mm}^2$
- Resistenza di calcolo a trazione: $f_{ctm} = 0,30 \cdot f_{ck}^{(2/3)} = 3,10\text{ N/mm}^2$
- Modulo elastico: $E = 22000 [f_{cm}/10]^{0,3} = 33642,78\text{ MPa}$

3.2 Acciaio

3.2.1 Acciaio per cemento armato

Si utilizzano barre ad aderenza migliorata in acciaio con le seguenti caratteristiche meccaniche:

Acciaio B450C

- tensione caratteristica di snervamento $f_{yk} = 450\text{ N/mm}^2$;
- tensione caratteristica di rottura $f_{tk} = 540\text{ N/mm}^2$;
- resistenza di calcolo a trazione $f_{yd} = 391,30\text{ N/mm}^2$;
- modulo elastico $E_s = 206.000\text{ N/mm}^2$.

4 STRATIGRAFIA E PARAMETRI GEOTECNICI

La stratigrafia del terreno considerata e i relativi parametri geotecnici utilizzati nel calcolo sono riportati nell'elaborato di calcolo IV0I00D09GEIVX803001.

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	2.6	m
H paraghiaia	Altezza del paraghiaia al di sopra del muro di testata	2.65	m
H testata+paraghiaia	Altezza totale sopra il plinto di fondazione	5.25	m
S testata	Spessore del muro di testata	3.4	m
S paraghiaia	Spessore del paraghiaia	1	m
L testata	Larghezza del muro di testata	12.4	m
L paraghiaia	Larghezza del muro paraghiaia	12.4	m
A andatori	Superficie laterale muri andatori	21.5	m ²
S medio andatori	Spessore medio dei muri andatori	0.8	m
N° andatori	Numero di muri andatori	2	

L monte	Lunghezza della mensola di monte	4.10	m
L valle	Lunghezza della mensola di valle	4.10	m
L tot plinto	Lunghezza totale del plinto di fondazione	11.6	m
L trasv plinto	Larghezza del plinto di fondazione	16.5	m
H plinto	Altezza del plinto di fondazione	2	m
H riemp valle	Altezza del riempimento di valle	1	m
α plinto	Angolo d'inclinazione dell'estradosso del plinto	0	°

Caratteristiche del terreno del rilevato a tergo spalla.

ϕ'	Angolo d'attrito interno del terreno	35	°
$\gamma\phi' M1$	Coefficiente parziale per tanj' per la combinazioni M1	1	
γ	Peso specifico del terreno	19	kN/m ³
δ statico	Angolo d'attrito interno tra terreno e muro in condizioni statiche	23.33	°
δ sismico	Angolo d'attrito interno tra terreno e muro in condizioni sismiche	23.33	°

6 ANALISI DEI CARICHI DI PROGETTO

Si riporta di seguito 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 25kN/mc) che i carichi trasmessi dall'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 sotto riportati sono calcolati considerando la metà della luce dell'impalcato:

	A	γ	γ	L	N
	m ²	kN/m	kN/m ³	m	kN
G1 Acciaio impalcato					946
G1 Soletta	4.94		25	22.10	2729
G2 Pavimentazione	0.88		20	22.10	389
G2 Sicurvia		8		44.20	354
G2 Veletta	0.04		25	44.20	46
G2 Rete di protezione		2		44.20	88
Tot					4552

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.

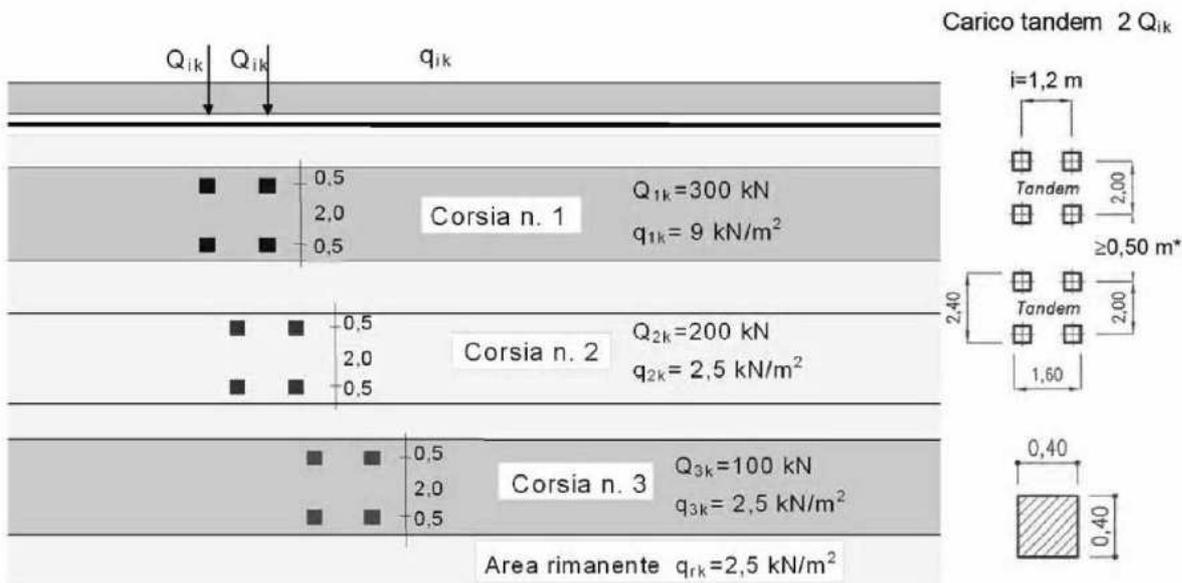
I carichi verticali sono definiti per mezzo di schemi di carico. Sono previsti due schemi di carico distinti:

- Schema di Carico 1 - è 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;
- Schema di Carico 5 - è costituito dalla folla compatta, agente con intensità nominale, comprensiva degli effetti dinamici, di 5,0 kN/m². Il valore di combinazione è invece di 2,5 kN/m²;

6.2.1 Schemi 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.

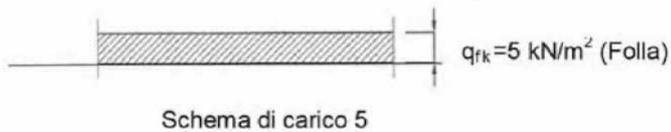


Il numero delle colonne di carichi mobili da considerare nel calcolo dei ponti di 1a Categoria è quello massimo compatibile con la larghezza della carreggiata, comprese le eventuali banchine di rispetto e per sosta di emergenza, nonché gli eventuali marciapiedi non protetti e di altezza inferiore a 20 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.2 colonne di carico.

6.2.2 Schema di carico 5

Lo schema di carico 5 schematizza gli effetti della folla compatta:



Nell'impalcato in esame è stato applicato nei marciapiedi con un valore di 2.5kN/mq.

6.2.3 Schemi di carico adottati

Gli schemi di carico 1 e 5 sono stati disposti sull'impalcato al fine di massimizzare le azioni sulla spalla.

In particolare:

- con la disposizione di n.2 colonne dello Schema di Carico 1 (vedi la figura al precedente paragrafo 6.3.1) e della disposizione dello Schema di Carico 5 in corrispondenza dei marciapiedi 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 il marciapiede e la disposizione dello Schema di Carico 5 sullo stesso marciapiede è stata effettuata la massimizzazione del momento trasversale (in seguito Max M trasv – MTRA)

6.2.4 Effetti dinamici

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

6.3 Azioni longitudinali di frenamento o di accelerazione q3.

La forza di frenamento o di accelerazione q3 è funzione del carico verticale totale agente sulla corsia convenzionale n.1 ed è uguale a:

$$180 \text{ kN} \leq q3 = 0,6 \cdot (2Q1k) + 0,10q1k \cdot w1 \cdot L \leq 900 \text{ kN}$$

per i ponti di 1a categoria, essendo w1 la larghezza della corsia e L la lunghezza della zona caricata.

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

Forza di frenamento par 5.1.3.5

q3	479.5	kN
----	-------	----

Dimensioni di calcolo

w impalcato	12.4	m
H impalcato	2.4	m
Luce asse giunto asse giunto	44.3	m

N	0.0	kN
Vx	479.5	kN
Vy	0.0	kN
My	1150.9	kNm
Mx	0.0	kNm

6.4 Azione del vento

Per la determinazione dell'azione dovuta al vento si fa riferimento alle NTC18 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.

Le analisi sono svolte considerando due condizioni di carico:

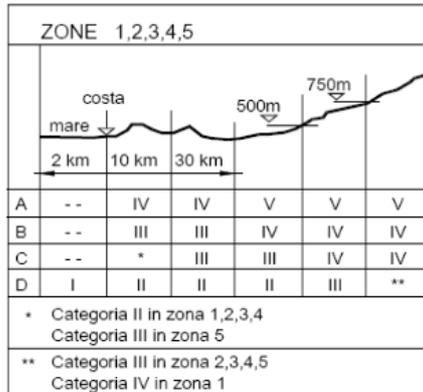
- 1) ponte scarico;
- 2) ponte carico.

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

Definizione della categoria di esposizione

Il valore di c_e può essere ricavato mediante la relazione:

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

$$c_e(z) = c_e(z_{min}) \quad \text{per } z < z_{min}$$

Velocità base di riferimento 3.3.1		
Zona	7	-
Vb,0	28	m/s
ao	1000	m
ks	0.54	adim
as	17.5	m.l.m
ca	1	adim
Vb	28	m/s

Velocità di riferimento 3.3.2		
Tr	50	anni
cr	1.00	adim
Vr	28.02	m/s

Pressione cinetica di riferimento 3.3.6		
qr	490.72	N/m2

Coefficiente di esposizione 3.3.7		
Clas. Rugosità	B	-
Distanza costa	3	km
Cat. Esposizione suolo	IV	-
Kr	0.22	
Z0	0.3	m
Zmin	8	m
Z dal terreno	8.50	m

Ct	1	adim
Ce	1.67	adim
Cd	1	adim
D/h	1.2	-
Sp	1	m ²
S	1	m ²
φ	1	-
Cp	1.4	-
μ	0.20	-
μ segnato	0.2	

Pressione del vento 3.3.4		
P (trave isolata)	1150	N/m ²
P (trave isolata)	1.15	KN/m ²

Pressione del vento

287

Pressione del vento

0.29

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	128	kN
Mx	258	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 NTC18.

Vy	177	kN
Mx	473	kNm

6.5 Azione sismica

Con riferimento alla normativa vigente (NTC18), 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 al § 3.2.2 delle NTC18), nonché di ordinate dello spettro di risposta elastico in accelerazione ad essa corrispondente $S_e(T)$, con riferimento a prefissate probabilità di eccedenza PVR, come definite nel § 3.2.1 delle NTC18, nel periodo di riferimento VR, come definito nel § 2.4 delle NTC18.

Le forme spettrali sono definite, per ciascuna delle probabilità di superamento nel periodo di riferimento PVR, 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.

6.5.1 Vita nominale

La vita nominale di un’opera strutturale VN 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 $VN = 75$ anni.

6.5.2 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 III** con coefficiente d'uso $C_U=1.5$.

6.5.3 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 :

$$V_R = V_N \cdot C_U = 75 \cdot 1.5 = 112.5 \text{ anni (periodo di riferimento).}$$

6.5.4 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:

Tabella 1 Probabilità di superamento PVR al variare dello stato limite considerato

	STATO LIMITE	P: 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%

$$T_R = -\frac{V_R}{\ln(1 - P_{V_R})} = -\frac{C_u \cdot V_N}{\ln(1 - P_{V_R})} \text{ da cui si ottiene la seguente tabella:}$$

Tabella 2 Valori in anni del periodo di ritorno T_R al variare del periodo di riferimento V_R

Stati limite	Valori in anni del periodo di ritorno T_R al variare del periodo di riferimento V_R (anni)
SLE	SLO 68
	SLD 113
SLU	SLV 1069
	SLC 2194

Per il sito in esame, in base ai parametri precedentemente adottati, il periodo T_R in corrispondenza dello stato limite ultimo SLV è pari a $T_R = 1069$ anni.

6.5.5 Caratterizzazione sismica del terreno

6.5.5.1 Categorie 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 indicato nel § 3.2.2 delle NTC18.

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

6.5.5.2 Condizioni topografiche

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

Tabella 3 Classificazione topografica superfici

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 risulta classificabile come **T1**.

6.5.5.3 Amplificazione Stratigrafica e Topografica

In riferimento a quanto indicato nel §3.2.3.2.1 delle NTC18 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:

Tabella 4 Calcolo parametri S_s e C_c

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	$1,00 \leq 2,00 - 1,10 \cdot F_0 \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1,60$	$1,15 \cdot (T_C^*)^{-0,40}$

Tabella 5 Valori massimi dei coeff di amplificazione topografica S_T

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 è posto pari a $S_T = 1$

I valori dei coefficienti di amplificazione stratigrafica sono pari a $S_S = 1,494$ e $C_C = 1.861$.

6.5.5.4 Parametri sismici di calcolo

FASE 1. INDIVIDUAZIONE DELLA PERICOLOSITÀ DEL SITO

Ricerca per coordinate

LONGITUDINE: LATTITUDINE:

Ricerca per comune

REGIONE: PROVINCIA: COMUNE:

Reticolo di riferimento



Controllo sul reticolo

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

Interpolazione:

Elaborazioni grafiche

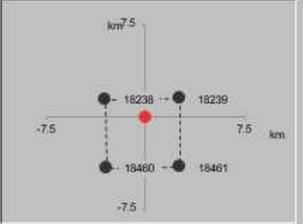
Grafici spettri di risposta

Variabilità dei parametri

Elaborazioni numeriche

Tabella parametri

Nodi del reticolo intorno al sito



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

INTRO
FASE 1
FASE 2
FASE 3

Figura 1 Individuazione della pericolosità del sito

FASE 2. SCELTA DELLA STRATEGIA DI PROGETTAZIONE

Vita nominale della costruzione (in anni) - V_N info

Coefficiente d'uso della costruzione - C_U info

Valori di progetto

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

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

Stati limite di esercizio - SLE	SLO - $P_{VR} = 81\%$	68
	SLD - $P_{VR} = 63\%$	113
Stati limite ultimi - SLU	SLV - $P_{VR} = 10\%$	1068
	SLC - $P_{VR} = 5\%$	2193

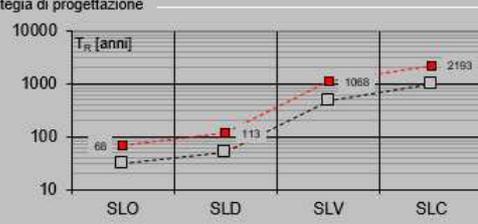
Elaborazioni

Grafici parametri azione

Grafici spettri di risposta

Tabella parametri azione

Strategia di progettazione



LEGENDA GRAFICO

- Strategia per costruzioni ordinarie
- ... Strategia scelta

INTRO
FASE 1
FASE 2
FASE 3

Figura 2 Scelta della strategia di progettazione

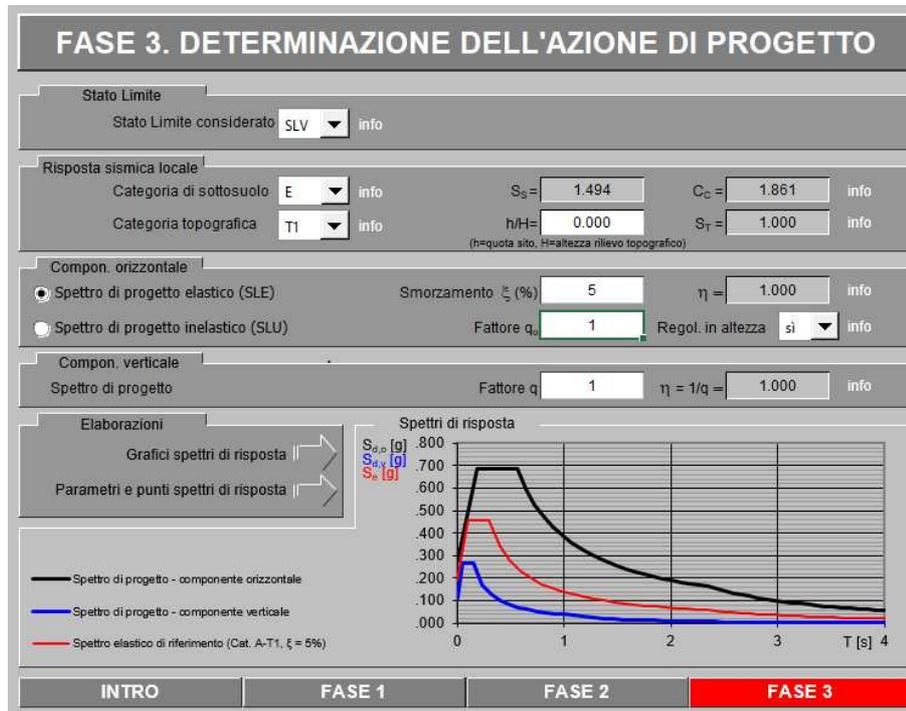


Figura 3 Determinazione dell'azione di progetto

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

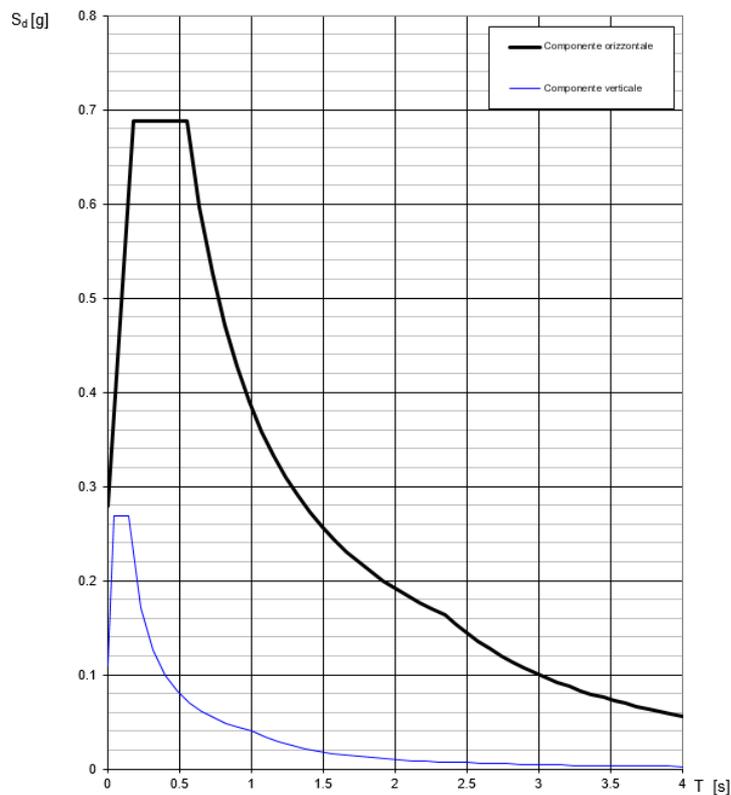


Figura 4 Grafico dello spettro di progetto

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

Parametri indipendenti

STATO LIMITE	SLV
a_g	0.187 g
F_o	2.462
T_c	0.300 s
S_s	1.434
C_c	1.861
S_T	1.000
q	1.000

Parametri dipendenti

S	1.434
η	1.000
T_B	0.186 s
T_C	0.559 s
T_D	2.348 s

Espressioni dei parametri dipendenti

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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	0.279
$T_B \leftarrow$	0.186	0.687
$T_C \leftarrow$	0.559	0.687
	0.644	0.596
	0.729	0.527
	0.814	0.472
	0.899	0.427
	0.985	0.390
	1.070	0.359
	1.155	0.332
	1.240	0.310
	1.325	0.290
	1.411	0.272
	1.496	0.257
	1.581	0.243
	1.666	0.230
	1.751	0.219
	1.836	0.209
	1.922	0.200
	2.007	0.191
	2.092	0.184
	2.177	0.176
	2.262	0.170
$T_D \leftarrow$	2.348	0.164
	2.426	0.153
	2.505	0.144
	2.584	0.135
	2.662	0.127
	2.741	0.120
	2.820	0.113
	2.898	0.107
	2.977	0.102
	3.056	0.097
	3.134	0.092
	3.213	0.087
	3.292	0.083
	3.371	0.079
	3.449	0.076
	3.528	0.072
	3.607	0.069
	3.685	0.066
	3.764	0.064
	3.843	0.061
	3.921	0.059
	4.000	0.056

6.6 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 $2,5 \text{ kN/m}^2$
2 a	Valore frequente			Valore caratteristico		
2 b	Valore frequente				Valore caratteristico	
3 ^(*)						Schema di carico 5 con valore caratteristico $5,0 \text{ kN/m}^2$
4 ^(**)			Schema di carico 5 con valore caratteristico $5,0 \text{ kN/m}^2$			Schema di carico 5 con valore caratteristico $5,0 \text{ kN/m}^2$
5 ^(***)	Da definirsi per il singolo progetto	Valore caratteristico o nominale				

^(*) Ponti di 3ª 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.2 colonne di carico)

Schema di Carico 5 (su n.2 marciapiedi)

Disposizione di carico 1b (Nmin/Mtrasv max):

Schema di Carico 1 (n.1 colonne di carico)

Schema di Carico 5 (su n.1 marciapiede)

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

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.

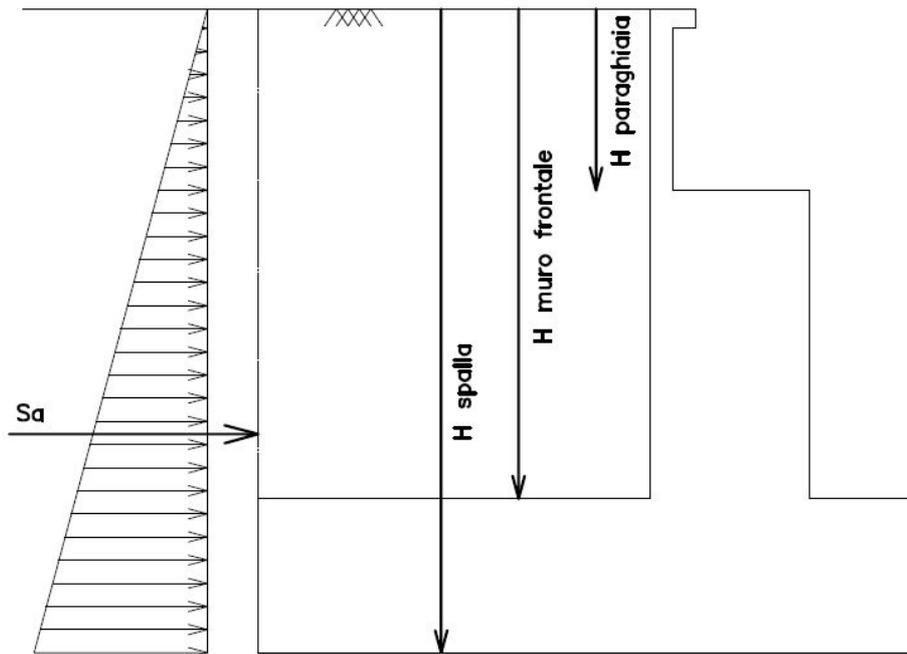


Figura 5 Schema per il calcolo degli effetti della spinta statica del terreno

Si ritiene 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 .

6.8 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 $q=17.70 \text{ kN/m}^2$.

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.

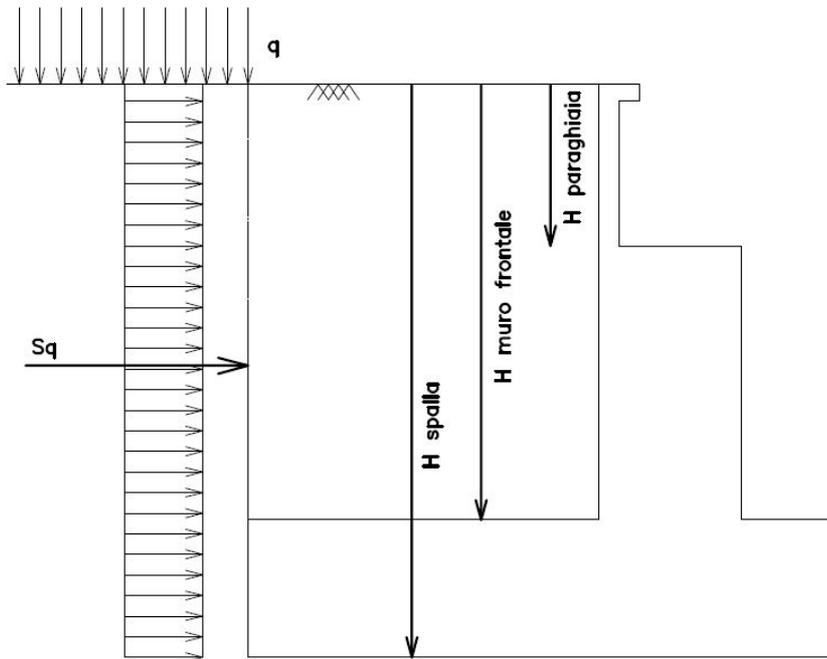


Figura 6 Schema per il calcolo degli effetti della spinta dovuta al sovraccarico accidentale

6.9 Sovraspinta sismica

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

La sovraspinta 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.

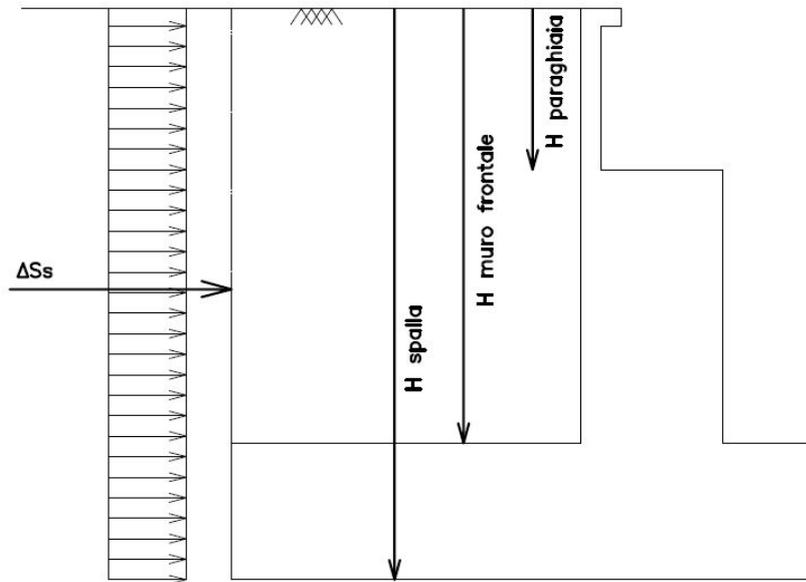


Figura 7 Schema per il calcolo degli effetti della sovraspinta sismica

Categoria suolo	Categoria del sottosuolo	E	
Fo	Fattore per l'amplificazione spettrale massima su sito di rif. rigido	2.462	
ag	Accelerazione orizzontale massima attesa su sito di rif. rigido	1.834	m/s ²
Ss	Coefficiente per l'effetto dell'amplificazione stratigrafica	1.494	
ST	Coefficiente per l'effetto dell'amplificazione topografica	1	
S	Fattore della categoria del suolo	1.494	
βμ	Coefficiente di riduzione dell'accelerazione max attesa al sito	1	
amax	Accelerazione orizzontale massima attesa al sito	2.74	m/s ²
kh	Coefficiente sismico orizzontale	0.279	g
kv	Coefficiente sismico verticale	0.140	

6.10 Forze di inerzia 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 relativi alla spalla, al rinterro e all'impalcato, quest'ultimo sono per le componenti trasversale e verticale, 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 NTC18 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.

Per la componente longitudinale dell'impalcato si è fatto riferimento a quanto riportato nel Doc. IV0I00D09CLIVX80A001 assumendo una forza d'inerzia pari a 5170 kN.

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 NTC18 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.

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

		Coefficiente	EQU ⁽¹⁾	A1	A2
Azioni permanenti g_1 e g_3	favorevoli	γ_{G1} e γ_{G3}	0,90	1,00	1,00
	sfavorevoli		1,10	1,35	1,00
Azioni permanenti non strutturali ⁽²⁾ g_2	favorevoli	γ_{G2}	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,50	1,50	1,30
Azioni variabili da traffico	favorevoli	γ_Q	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,35	1,35	1,15
Azioni 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, 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 della colonna A2.

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

⁽³⁾ 1,30 per instabilità in strutture con precompressione esterna

⁽⁴⁾ 1,20 per effetti locali

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

Azioni	Gruppo di azioni (Tab. 5.1.IV)	Coefficiente Ψ_0 di combi- nazione	Coefficiente Ψ_1 (valori frequentissimi)	Coefficiente Ψ_2 (valori quasi permanenti)
Azioni da traffico (Tab. 5.1.IV)	Schema 1 (carichi tandem)	0,75	0,75	0,0
	Schemi 1, 5 e 6 (carichi distribuiti)	0,40	0,40	0,0
	Schemi 3 e 4 (carichi concentrati)	0,40	0,40	0,0
	Schema 2	0,0	0,75	0,0
	2	0,0	0,0	0,0
	3	0,0	0,0	0,0
	4 (folla)	--	0,75	0,0
	5	0,0	0,0	0,0
Vento	a ponte scarico SLU e SLE	0,6	0,2	0,0
	in esecuzione	0,8	0,0	0,0
	a ponte carico SLU e SLE	0,6	0,0	0,0
Neve	SLU e SLE	0,0	0,0	0,0
	in esecuzione	0,8	0,6	0,5
Temperatura	SLU e SLE	0,6	0,6	0,5

8 CRITERI DI VERIFICA 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 NTC18.

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 ultimi a taglio

La verifica di resistenza nei confronti delle sollecitazioni taglianti si esegue nel rispetto delle prescrizioni riportate al paragrafo 4.1.2.3 delle NTC18.

9 CRITERI DI VERIFICA CONDIZIONI DI ESERCIZIO

9.1 Verifiche SLE

9.1.1 Stato limite di formazione delle fessure

Si verifica 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 imposti dalle NTC18 al §4.1.2.2.4:

- $w_1 = 0.2$ 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.

A favore di sicurezza, per le strutture a perenne contatto con il terreno, si assumono comunque i limiti di fessurazione validi per condizioni ambientali aggressive.

Il valore limite di tensione di trazione nel calcestruzzo per lo stato limite di formazione delle fessure vale $f_{ctm}/1.2$.

9.1.2 Verifica delle massime tensioni di esercizio CLS ed acciaio

La massima tensione di compressione del cls e nell'acciaio deve rispettare le seguenti limitazioni (vedi §4.1.2.2.5 delle NTC18):

- $\sigma_{c,max} < 0.60 f_{ck}$ 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 sulla struttura. Gli elementi costituenti sono stati dimensionati e verificati singolarmente, secondo gli schemi statici di seguito descritti.

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;
- Sovraccarico accidentale da traffico a tergo della spalla;
- Azione orizzontale della frenatura.

10.1.1 Sollecitazioni

MURO PARAGHIAIA

Sollecitazioni sulla sezione di 1m.

Statica

COMBO	Z	Spessore	N	T	M
	(m)	(m)	(kN/m)	(kN/m)	(kNm/m)
RARA_1_NML	0	1	66	90	167
RARA_2_NML	0	1	66	115	221
FREQ_1_NML	0	1	66	26	23
FREQ_2_NML	0	1	66	90	167
Q.PERM_NML	0	1	66	26	23
SLU1_NML	0	1	89	121	225
SLU2_NML	0	1	89	156	298
SLU3_NML	0	1	66	112	217
SLU4_NML	0	1	66	146	290

Sismica

SLV_NML	0	1	66	216	779
---------	---	---	----	-----	-----

MURO PARAGHIAIA

Sollecitazioni sulla sezione di 1m.

Statica

COMBO	Z	Spessore	N	T	M
	(m)	(m)	(kN/m)	(kN/m)	(kNm/m)
RARA_1_MTRA	0	1	66	90	167
RARA_2_MTRA	0	1	66	115	221
FREQ_1_MTRA	0	1	66	26	23
FREQ_2_MTRA	0	1	66	90	167
Q.PERM_MTRA	0	1	66	26	23
SLU1_MTRA	0	1	89	121	225
SLU2_MTRA	0	1	89	156	298
SLU3_MTRA	0	1	66	112	217
SLU4_MTRA	0	1	66	146	290

Sismica

SLV_MTRA	0	1	66	216	779
----------	---	---	----	-----	-----

MURO PARAGHIAIA

Sollecitazioni sulla sezione di 1m.

Statica

COMBO	Z	Spessore	N	T	M
	(m)	(m)	(kN/m)	(kN/m)	(kNm/m)
RARA_1_PSCA	0	1	66	26	23
RARA_2_PSCA	0	1	66	26	23
FREQ_1_PSCA	0	1	66	26	23
FREQ_2_PSCA	0	1	66	26	23
Q.PERM_PSCA	0	1	66	26	23
SLU1_PSCA	0	1	89	35	31
SLU2_PSCA	0	1	89	35	31
SLU3_PSCA	0	1	66	26	23
SLU4_PSCA	0	1	66	26	23

Sismica

SLV_PSCA	0	1	66	140	543
----------	---	---	----	-----	-----

10.1.2 Sintesi delle armature disposte

Le armature minime vengono calcolate in base a quanto previsto nel §7.4.6.2.1 NTC18.

Per l'armatura trasversale si fa riferimento al §7.4.6.2.4 NTC18.

Armatura longitudinale

	φ	passo	As,ed	As	As,tot	As,min	Verifica	Verifica
	mm	mm	mm ²	mm ²	mm ²	mm ²	As,min	As,ed
Monte	22	200	2412.79	1901	3801	3111	Verificato	Verificato
Monte	22	200		1901				
Valle	22	200	-	1901	1901	950	Verificato	
Valle	-	-		-				

Armatura trasversale

	φ	passo	As	As,tot	As,min	Verifica
	mm	mm	mm ²	mm ²	mm ²	As,min
Monte	22	200	1901	3801	2000	Verificato
Monte	-	-	-			
Valle	22	200	1901			
Valle	-	-	-			

10.1.3 Verifiche SLV

10.1.3.1 Verifica a pressoflessione

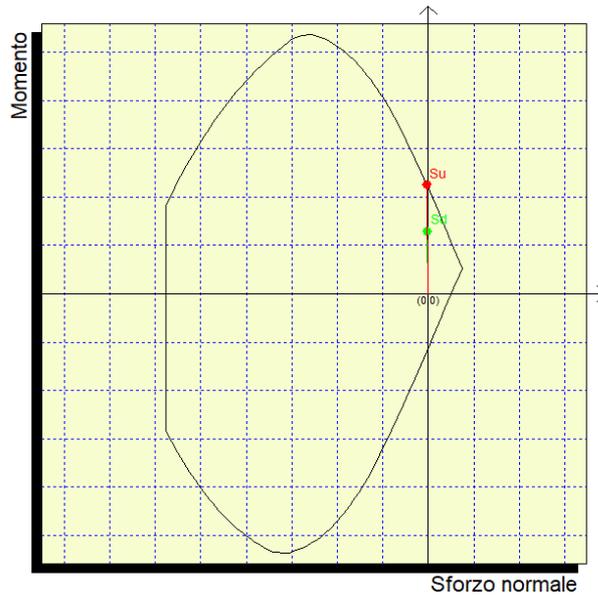
	N (kN)	V (kN)	Mtrasv (kNm)	Mlong (kNm)	cs
SLV_NML	66	216	0	779	1.74

Mx 7791933.31
My 0
N -6625.00

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

Simmetria sezione
Nessuna

[Curva Mx/My = cost.]
c.s.=1.73676712
Mx ultimo =13532773.602
My ultimo =0.
N ultimo =-11506.082
[Curva N = cost.]
c.s.=1.71003724
Mx ultimo =13324496.111
My ultimo =0.
N ultimo =-6625
Nmax =223118.895
Nmin =-1728158.895

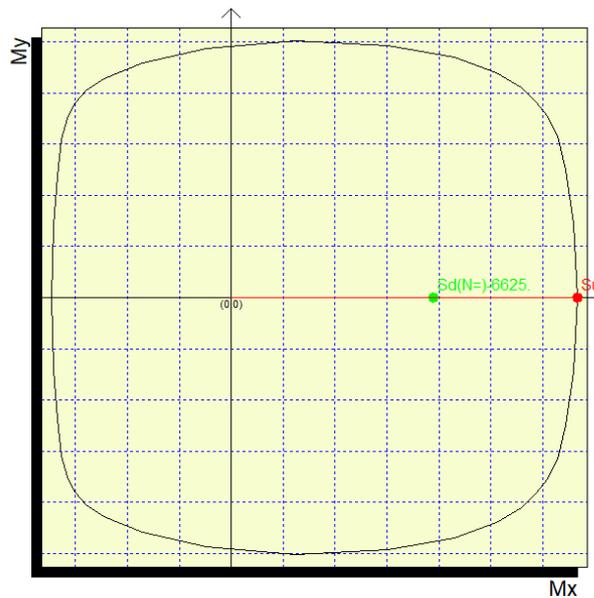


Mx 7791933.31
My 0
N -6625.00

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

Simmetria sezione
Nessuna

[Curva Mx/My = cost.]
c.s.=1.73676712
Mx ultimo =13532773.602
My ultimo =0.
N ultimo =-11506.082
[Curva N = cost.]
c.s.=1.71003724
Mx ultimo =13324496.111
My ultimo =0.
N ultimo =-6625
Nmax =223118.895
Nmin =-1728158.895



10.1.3.2 Verifica a taglio

Si riporta di seguito la verifica a taglio secondo NTC18 per elementi privi di armatura a taglio.

VEd = TSLU	216	kN
	215535	N

Rck	40	MPa
fck	33.20	MPa

H sezione	1000	mm
c netto	83	mm
Ø staffa	22	mm
Ø arm tesa	22	mm
d	917	mm

k	1.47	
---	------	--

bw	1000	mm
Asl	3801	mm ²
ρl	0.0041	

NEd	66	kN
	66250	N
Ac	1000000	mm ²
σcp	0.06625	MPa

fcd	18.81	MPa
-----	-------	-----

γc	1.50	
CRd,c	0.12	

vmin	0.36	
------	------	--

**IVX8 - Ponte stradale su Torrente Arroscia
Relazione di calcolo spalle**

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IV01	00	D 09 CL	IVX804001	A	41 di 104

VRd _c	395972	N
VRd _{c min}	337705	N

VRd _{c effettivo}	395972	N
----------------------------	--------	---

Verifica	OK	
tasso di lavoro	0.54	
c.s.	1.84	

10.1.4 Verifiche SLU

Nella verifica a SLU del muro paraghiaia si considerano anche gli effetti del passaggio del carico tandem come riportato al §5.1.3.3.5.2 delle NTC18.

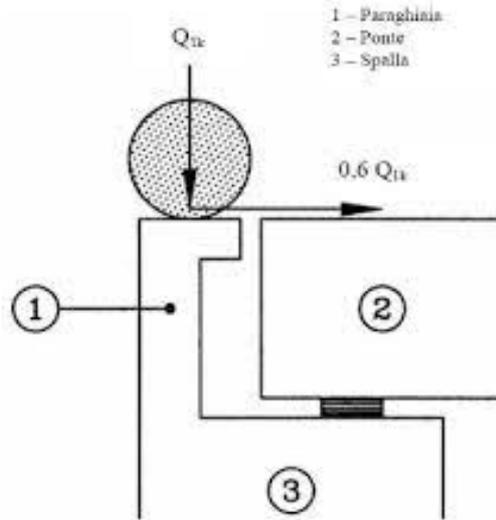


Figura 8 - Carichi da traffico su muri paraghiaia

Si valutano gli effetti dovuti al passaggio dell'asse tandem alla quota di base del muro paraghiaia.

Valutata la larghezza di diffusione alla suddetta quota, si calcolano le sollecitazioni per unità di lunghezza.

Q_{1k}	300	kN
$0,6 \cdot Q_{1k}$	180	kN
L tandem	2	m
H paraghiaia	2.65	m
S sovrastruttura	0.11	m
L diffusione	7.52	m
N	40	(kN)/m
T	24	(kN)/m
M	66	(kNm)/m

10.1.4.1 Verifica a pressoflessione

Si sommano, alla quota di base del muro, le sollecitazioni dovute al passaggio dell'asse tandem con quelle calcolate dalla spinta del rinterro a tergo e dei relativi sovraccarichi.

Si riportano di seguito i risultati della verifica.

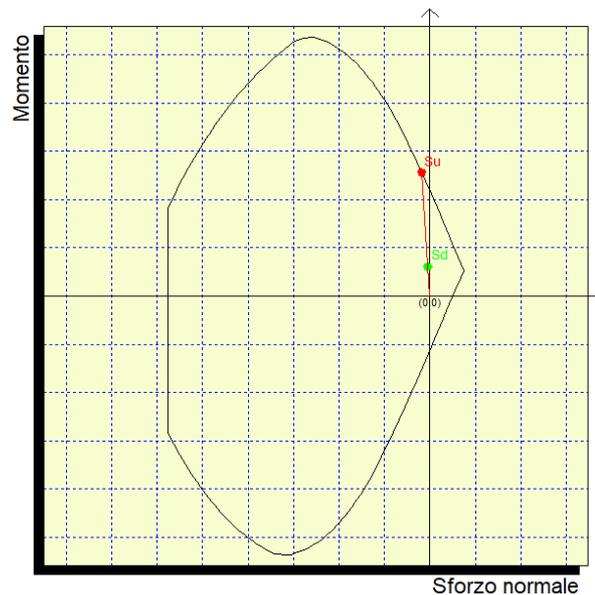
	N (kN)	V (kN)	Mtrasv (kNm)	Mlong (kNm)	cs
SLU2_NML	129	179	0	364	4.22

Mx 3638657
My 0
N -12933

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

Simmetria sezione
Nessuna

[Curva Mx/My = cost.]
c.s.=4.21545893
Mx ultimo =15338609.145
My ultimo =0
N ultimo =-54518.53
[Curva N = cost.]
c.s.=3.73597096
Mx ultimo =13693916.883
My ultimo =0
N ultimo =-12933
Nmax =223118.895
Nmin =-1728158.895

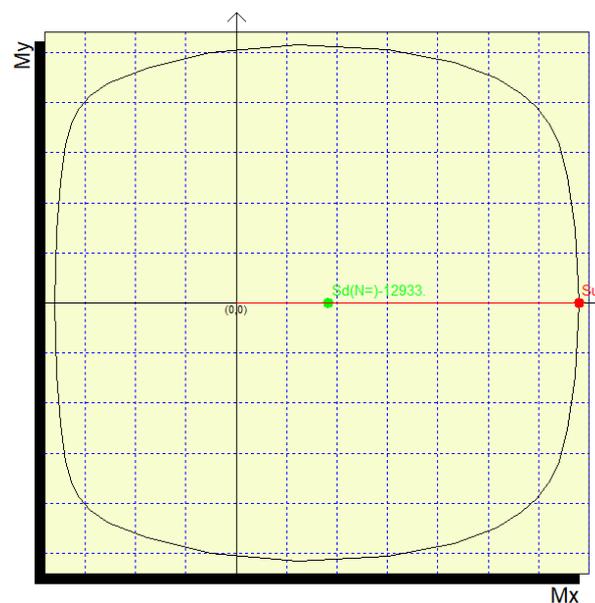


Mx 3638657
My 0
N -12933

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

Simmetria sezione
Nessuna

[Curva Mx/My = cost.]
c.s.=4.21545893
Mx ultimo =15338609.145
My ultimo =0
N ultimo =-54518.53
[Curva N = cost.]
c.s.=3.73597096
Mx ultimo =13693916.883
My ultimo =0
N ultimo =-12933
Nmax =223118.895
Nmin =-1728158.895



10.1.4.2 Verifica a taglio

Si riporta di seguito la verifica a taglio secondo NTC18 per elementi privi di armatura a taglio.

VEd = TSLU	179	kN
	179447	N

Rck	40	MPa
fck	33.20	MPa

H sezione	1000	mm
c netto	83	mm
Ø staffa	22	mm
Ø arm tesa	22	mm
d	917	mm

k	1.47	
---	------	--

bw	1000	mm
Asl	3801	mm ²
ρl	0.0041	

NEd	129	kN
	129331	N
Ac	1000000	mm ²
σcp	0.129	MPa

fcd	18.81	MPa
-----	-------	-----

γc	1.50	
CRd,c	0.12	

vmin	0.36	
------	------	--

VRd _c	404649	N
VRd _{c min}	346382	N

VRd _{c effettivo}	404649	N
----------------------------	--------	---

Verifica	OK	
tasso di lavoro	0.44	
c.s.	2.25	

10.1.5 Verifica locale paraghiaia

Data la tipologia dell'impalcato, di tipo continuo, e stante la presenza di due isolatori longitudinali che scaricano direttamente sul muro paraghiaia della spalla B, si ritiene opportuno effettuare la verifica locale del suddetto muro in quanto direttamente soggetto allo scarico localizzato dell'isolatore.

Si riporta una schematizzazione in pianta dell'intero viadotto con la presenza degli isolatori longitudinali.

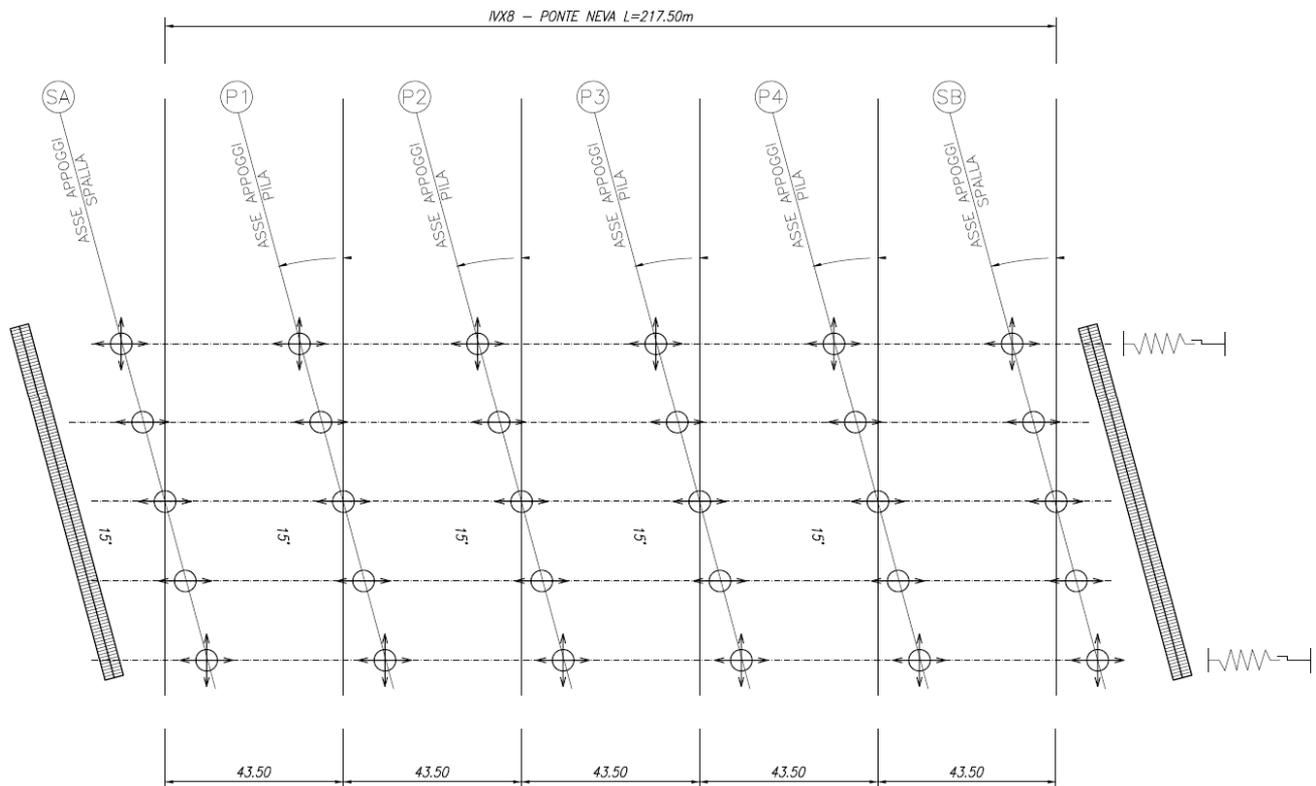


Figura 9 - Pianta impalcato con isolatori longitudinali

La verifica è stata effettuata considerando la massima azione calcolata sull'isolatore in condizioni sismiche assumendo un valore pari a 3225 kN. Si rimanda, pertanto, al Doc. IV0100D09CLIVX80A001 per il calcolo degli isolatori.

Dato lo spessore del muro paraghiaia pari ad 1m e data la quota di ancoraggio dell'isolatore longitudinale a 0.7m rispetto alla sommità del muro di testata, si considera, per il caso in esame, una trasmissione degli sforzi secondo il modello "tirante-puntone". Si mostra in Figura 10 una schematizzazione del modello assunto.

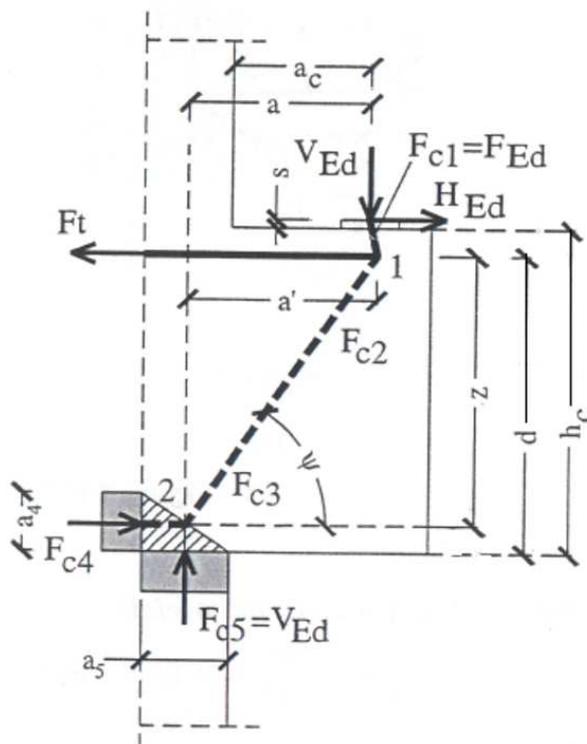


Figura 10 - Schema di calcolo della forza di trazione nell'armatura principale

Lo schema mostrato (estrpolato dal libro "Progetto Delle Strutture In Calcestruzzo Armato" – Angotti F.) si considera capovolto ove V_{Ed} è lo sforzo N massimo proveniente dall'isolatore, rilevato in condizioni sismiche. Tramite considerazioni legate all'equilibrio alla traslazione e alla rotazione intorno al nodo 2 si effettua il dimensionamento delle armature della "mensola tozza" e con essa del muro paraghiaia in direzione longitudinale, inoltre si verifica la resistenza del puntone di cls compresso. In direzione trasversale si considera un quantitativo di armatura pari al 20% di quella disposta longitudinalmente da calcolo per tener conto del comportamento a piastra del paramento.

La mensola considerata nel calcolo ha le seguenti dimensioni:

- Lunghezza: 0.70m;
- Altezza 1.00m;

Dal punto di ancoraggio dell'isolatore, si considera la diffusione del calcestruzzo a 45° dal piano medio del muro paraghiaia fino alla quota di sommità del muro di testata al fine di calcolare la larghezza di diffusione.

Dimensioni mensola		
hc	1	m
b	1.5	m
copriferro netto	0.04	m
ac	0.7	m
Φ_{orto}	22	mm
d	0.91	m
L diff	2.9	m

Si considera una piastra di ancoraggio dell'isolatore sul muro paraghiaia di dimensioni 50x50cm.

Dimensioni piastra		
lato	0.5	m
A	0.25	m ²

Si dispone la seguente armatura in zona tesa.

Armatura tesa		
Φ	n	As (mm ²)
22	14	5322
22	14	5322
0	12	0
	As tot (mm ²)	10644

Si riportano i risultati della verifica.

Calcolo armatura		
z	0.724	m
v'	0.87	Mpa
σ_{1Rdmax}	15.81	Mpa
σ_{2Rdmax}	13.44	Mpa

a5	0.14	m
d'	0.10	m
s	0.02	m
e	0.00	m
a	0.77	m
a'	0.77	m
Ft	3421	kN
As ed	8742	mm ²
Verifica ferri estradosso	Si	

La verifica risulta soddisfatta.

Non si necessita di armatura secondaria resistente a taglio.

10.1.5.1 Verifica delle massime tensioni di esercizio puntone CLS

Caratteristiche cls		
fck	32	Mpa
fcd	18.13	Mpa

σ_1	12.9	Mpa
Verifica nodo 1	Si	0.96

10.1.6 Verifiche SLE

10.1.6.1 Sollecitazioni per le verifiche

	N (kN)	Mlong	Mtrasv
Comb rara	66.25	220.59	0.00
Comb frequente	66.25	166.88	0.00
Comb quasi perm	66.25	23.07	0.00

10.1.6.2 Verifica stato limite di fessurazione

fck	33.2	N/mm ²
fctm	3.10	N/mm ²
fyk	450.00	N/mm ²

	σ_t max	σ_{cls-}		Verifica	c.s.
Comb frequente	-2.58	-0.78	N/mm ²	Verifica soddisfatta	3.31
Comb quasi perm		-0.06	N/mm ²	Verifica soddisfatta	43.04

Nella sezione non si supera la resistenza a trazione caratteristica del calcestruzzo. Pertanto, non si riscontra l'apertura delle fessure.

10.1.6.3 Verifica delle massime tensioni di esercizio CLS ed acciaio

	σ_c max	σ_c Mmax		Verifica	c.s.
Comb rara	19.92	1.21	N/mm ²	Verifica soddisfatta	16.46
Comb quasi perm	14.94	0.18	N/mm ²	Verifica soddisfatta	83.00

	σ_s max	σ_s		Verifica	c.s.
Comb rara	360	15.67	N/mm ²	Verifica soddisfatta	22.97

10.2 Muro di testata

Il muro di testata è stato 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;
- Scarichi dell'impalcato;

10.2.1 Sollecitazioni

SOLLECITAZIONI MURO DI TESTATA

Sollecitazioni sulla sezione di 1m.

Statica

COMBO	Z	Spessore	N	T	M
	(m)	(m)	(kN/m)	(kN/m)	(kNm/m)
RARA_1_NML	0	3.4	752	139	276
RARA_2_NML	0	3.4	827	160	331
FREQ_1_NML	0	3.4	654	103	179
FREQ_2_NML	0	3.4	752	139	276
Q.PERM_NML	0	3.4	654	103	179
SLU1_NML	0	3.4	1015	188	372
SLU2_NML	0	3.4	1116	216	446
SLU3_NML	0	3.4	786	152	310
SLU4_NML	0	3.4	887	180	384

Sismica

SLV_NML	0	3.4	689	882	1473
---------	---	-----	-----	-----	------

SOLLECITAZIONI MURO DI TESTATA

Sollecitazioni sulla sezione di 1m.

Statica

COMBO	Z	Spessore	N	T	M
	(m)	(m)	(kN/m)	(kN/m)	(kNm/m)
RARA_1_MTRA	0	3.4	714	139	276
RARA_2_MTRA	0	3.4	762	160	331
FREQ_1_MTRA	0	3.4	654	103	179
FREQ_2_MTRA	0	3.4	714	139	276
Q.PERM_MTRA	0	3.4	654	103	179
SLU1_MTRA	0	3.4	964	188	372
SLU2_MTRA	0	3.4	1028	216	446
SLU3_MTRA	0	3.4	735	152	310
SLU4_MTRA	0	3.4	799	180	384

Sismica

SLV_MTRA	0	3.4	676	875	1460
----------	---	-----	-----	-----	------

SOLLECITAZIONI MURO DI TESTATA

Sollecitazioni sulla sezione di 1m.

Statica

COMBO	Z	Spessore	N	T	M
	(m)	(m)	(kN/m)	(kN/m)	(kNm/m)
RARA_1_PSCA	0	3.4	654	103	179
RARA_2_PSCA	0	3.4	654	103	179
FREQ_1_PSCA	0	3.4	654	103	179
FREQ_2_PSCA	0	3.4	654	103	179
Q.PERM_PSCA	0	3.4	654	103	179
SLU1_PSCA	0	3.4	883	138	242
SLU2_PSCA	0	3.4	883	138	242
SLU3_PSCA	0	3.4	654	103	179
SLU4_PSCA	0	3.4	654	103	179

Sismica

SLV_PSCA	0	3.4	654	841	1355
----------	---	-----	-----	-----	------

10.2.2 Sintesi delle armature disposte

Le armature minime vengono calcolate in base a quanto previsto nel §7.4.6.2.1 NTC18.

Per l'armatura trasversale si fa riferimento al §7.4.6.2.4 NTC18.

Armatura longitudinale

	Φ	passo	As,ed	As	As,tot	As,min	Verifica	Verifica
	mm	mm	mm ²	mm ²	mm ²	mm ²	As,min	As,ed
Monte	26	100	1271.4	5309	10619	10578	Verificato	Verificato
Monte	26	100		5309				
Valle	26	100	-	5309	5309	2655	Verificato	
Valle	-	-		-				

Armatura trasversale

	Φ	passo	As	As,tot	As,min	Verifica
	mm	mm	mm ²	mm ²	mm ²	As,min
Monte	22	200	1901	7603	6800	Verificato
Monte	-	-	-			
Intermedia	22	100	3801			
Valle	22	200	1901			
Valle	-	-	-			

10.2.3 Verifiche SLV

10.2.3.1 Verifica a pressoflessione

	N (kN)	V (kN)	Mtrasv (kNm)	Mlong (kNm)	cs
SLV_NML	689	882	0	1473	18.70

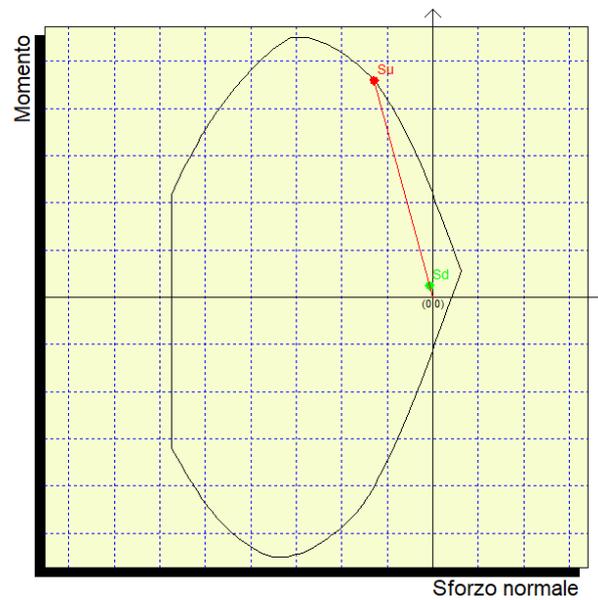
Mx: +14726236.98
My: 0
N: -68880.51

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

Simmetria sezione
Nessuna

[Curva Mx/My = cost.]
c.s.=18.69867747
Mx ultimo =275361155.626
My ultimo =0
N ultimo =-1287974.44

[Curva N = cost.]
c.s.=3.54044706
Mx ultimo =140494884.282
My ultimo =0
N ultimo =-68880.51
Nmax =623257.739
Nmin =-5740393.739



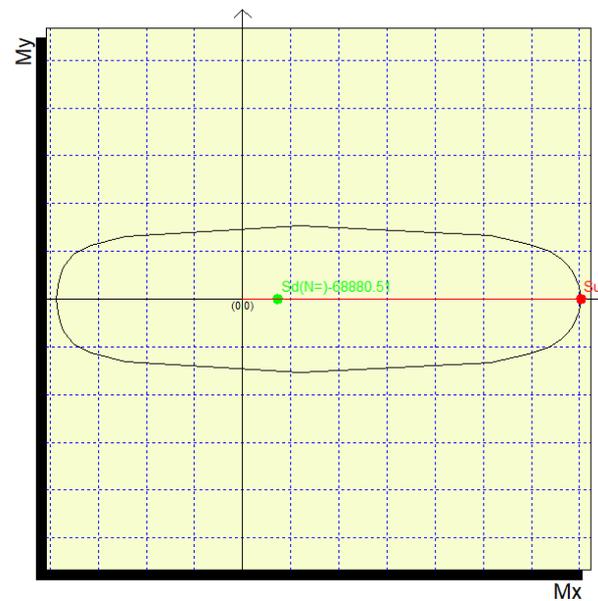
Mx: +14726236.98
My: 0
N: -68880.51

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

Simmetria sezione
Nessuna

[Curva Mx/My = cost.]
c.s.=18.69867747
Mx ultimo =275361155.626
My ultimo =0
N ultimo =-1287974.44

[Curva N = cost.]
c.s.=3.54044706
Mx ultimo =140494884.282
My ultimo =0
N ultimo =-68880.51
Nmax =623257.739
Nmin =-5740393.739



10.2.3.2 Verifica a taglio

Si riporta di seguito la verifica a taglio secondo NTC18 per elementi privi di armatura a taglio.

VEd = TSLU	882	kN
	882369	N

Rck	40	MPa
fck	33.20	MPa

H sezione	3400	mm
c netto	111	mm
Ø staffa	22	mm
Ø arm tesa	26	mm
d	3289	mm

k	1.25	
---	------	--

bw	1000	mm
Asl	10619	mm ²
ρl	0.0032	

NEd	689	kN
	688805	N
Ac	3400000	mm ²
σcp	0.20	MPa

fcd	18.81	MPa
-----	-------	-----

γc	1.50	
CRd,c	0.12	

vmin	0.28	
------	------	--

IVX8 - Ponte stradale su Torrente Arroscia
Relazione di calcolo spalle

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IV01	00	D 09 CL	IVX804001	A	56 di 104

VRd _c	1184750	N
VRd _{c min}	1023132	N

VRd _{c effettivo}	1184750	N
----------------------------	---------	---

Verifica	OK	
tasso di lavoro	0.74	
c.s.	1.34	

10.2.4 Verifica SLU

10.2.4.1 Verifica a pressoflessione

	N (kN)	V (kN)	Mtrasv (kNm)	Mlong (kNm)	cs
SLU2_NML	1116	216	0	446	24.40

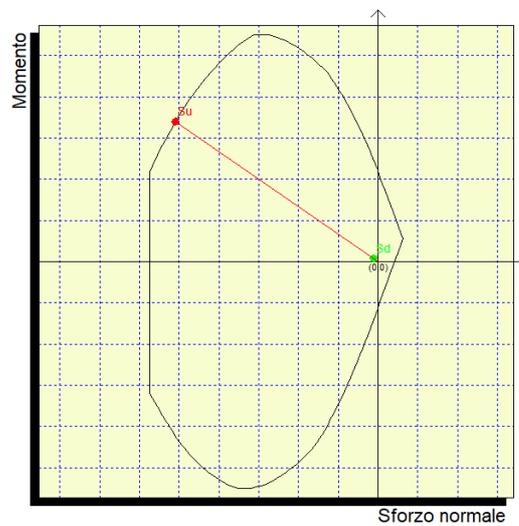
Mx | 4463152.67
My | 0
N | -111592.76

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

Simmetria sezione
Nessuna

[Curva Mx/My = cost.]
c.s. = 45.66684375
Mx ultimo = 203818095.614
My ultimo = 0
N ultimo = -5096089.135

[Curva N = cost.]
c.s. = -32.84260252
Mx ultimo = 146581549.13
My ultimo = 0
N ultimo = -111592.76
Nmax = 423257.739
Nmin = -5740393.739



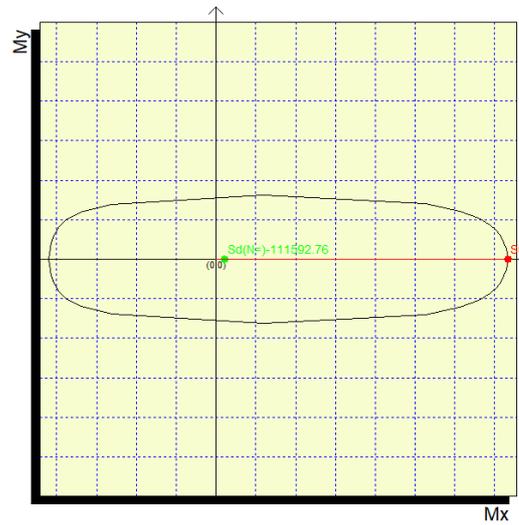
Mx | 4463152.67
My | 0
N | -111592.76

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

Simmetria sezione
Nessuna

[Curva Mx/My = cost.]
c.s. = 45.66684375
Mx ultimo = 203818095.614
My ultimo = 0
N ultimo = -5096089.135

[Curva N = cost.]
c.s. = -32.84260252
Mx ultimo = 146581549.13
My ultimo = 0
N ultimo = -111592.76
Nmax = 423257.739
Nmin = -5740393.739



10.2.4.2 Verifica a taglio

Si riporta di seguito la verifica a taglio secondo NTC18 per elementi privi di armatura a taglio.

VEd = TSLU	216	kN
	216161	N

Rck	40	MPa
fck	33.20	MPa

H sezione	3400	mm
c netto	111	mm
Ø staffa	22	mm
Ø arm tesa	26	mm
d	3289	mm

k	1.25	
---	------	--

bw	1000	mm
Asl	10619	mm ²
ρl	0.0032	

NEd	1116	kN
	1115928	N
Ac	3400000	mm ²
σcp	0.33	MPa

fcd	18.81	MPa
-----	-------	-----

γc	1.50	
CRd,c	0.12	

vmin	0.28	
------	------	--

VRd _c	1246726	N
VRd _{c min}	1085109	N

VRd _{c effettivo}	1246726	N
----------------------------	---------	---

Verifica	OK	
tasso di lavoro	0.17	
c.s.	5.77	

10.2.5 Verifiche SLE

10.2.5.1 Sollecitazioni per le verifiche

	N (kN)	Mlong	Mtrasv
Comb rara	826.61	330.60	0.00
Comb frequente	751.55	275.81	0.00
Comb quasi perm	654.35	179.42	0.00

10.2.5.2 Verifica stato limite di fessurazione

fck	33.2	N/mm ²
fctm	3.10	N/mm ²
fyk	450.00	N/mm ²

	σt max	σcls-		Verifica	c.s.
Comb frequente	-2.58	-0.08	N/mm ²	Verifica soddisfatta	32.3
Comb quasi perm		-0.09	N/mm ²	Verifica soddisfatta	28.7

Nella sezione non si supera la resistenza a trazione caratteristica del calcestruzzo. Pertanto, non si riscontra l'apertura delle fessure.

10.2.5.3 Verifica delle massime tensioni di esercizio CLS ed acciaio

	σ_c max	σ_c Mmax		Verifica	C.S.
Comb rara	19.92	0.39	N/mm ²	Verifica soddisfatta	51.1
Comb quasi perm	14.94	0.27	N/mm ²	Verifica soddisfatta	55.3

	σ_s max	σ_s		Verifica	C.S.
Comb rara	360	5.7	N/mm ²	Verifica soddisfatta	63.2

10.3 Muri andatori

I muri andatori sono stati considerati 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.

10.3.1 Sollecitazioni

MURI ANDATORI

Sollecitazioni sulla sezione di 1m.

Statica

COMBO	Z	Spessore	N	T	M
	(m)	(m)	(kN/m)	(kN/m)	(kNm/m)
RARA_1_NML	0	0.8	105	143	299
RARA_2_NML	0	0.8	105	162	345
FREQ_1_NML	0	0.8	105	103	179
FREQ_2_NML	0	0.8	105	139	276
Q.PERM_NML	0	0.8	105	103	179
SLU1_NML	0	0.8	142	193	407
SLU2_NML	0	0.8	142	219	467
SLU3_NML	0	0.8	105	157	344
SLU4_NML	0	0.8	105	183	404

Sismica

SLV_NML	0	0.8	105	469	1167
---------	---	-----	-----	-----	------

MURI ANDATORI

Sollecitazioni sulla sezione di 1m.

Statica

COMBO	Z	Spessore	N	T	M
	(m)	(m)	(kN/m)	(kN/m)	(kNm/m)
RARA_1_MTRA	0	0.8	105	143	299
RARA_2_MTRA	0	0.8	105	162	345
FREQ_1_MTRA	0	0.8	105	103	179
FREQ_2_MTRA	0	0.8	105	139	276
Q.PERM_MTRA	0	0.8	105	103	179
SLU1_MTRA	0	0.8	142	193	407
SLU2_MTRA	0	0.8	142	219	467
SLU3_MTRA	0	0.8	105	157	344
SLU4_MTRA	0	0.8	105	183	404

Sismica

SLV_MTRA	0	0.8	105	469	1167
----------	---	-----	-----	-----	------

MURI ANDATORI

Sollecitazioni sulla sezione di 1m.

Statica

COMBO	Z	Spessore	N	T	M
	(m)	(m)	(kN/m)	(kN/m)	(kNm/m)
RARA_1_PSCA	0	0.8	105	104	187
RARA_2_PSCA	0	0.8	105	103	184
FREQ_1_PSCA	0	0.8	105	103	181
FREQ_2_PSCA	0	0.8	105	103	179
Q.PERM_PSCA	0	0.8	105	103	179
SLU1_PSCA	0	0.8	142	140	253
SLU2_PSCA	0	0.8	142	140	249
SLU3_PSCA	0	0.8	105	104	190
SLU4_PSCA	0	0.8	105	104	186

Sismica

SLV_PSCA	0	0.8	105	433	1007
----------	---	-----	-----	-----	------

10.3.2 Sintesi delle armature disposte

Le armature minime vengono calcolate in base a quanto previsto nel §7.4.6.2.1 NTC18.

Per l'armatura trasversale si fa riferimento al §7.4.6.2.4 NTC18.

Armatura longitudinale

	φ	passo	As,ed	As	As,tot	As,min	Verifica	Verifica
	mm	mm	mm ²	mm ²	mm ²	mm ²	As,min	As,ed
Monte	22	100	4745	3801	5702	2489	Verificato	Verificato
Monte	22	200		1901				
Valle	22	200	-	1901	1901	1425	Verificato	
Valle	-	-	-	-				

Armatura trasversale

	φ	passo	As	As,tot	As,min	Verifica
	mm	mm	mm ²	mm ²	mm ²	As,min
Monte	22	200	1901	3801	1600	Verificato
Monte	-	-	-			
Valle	22	200	1901			
Valle	-	-	-			

10.3.3 Verifiche SLV

10.3.3.1 Verifiche a pressoflessione

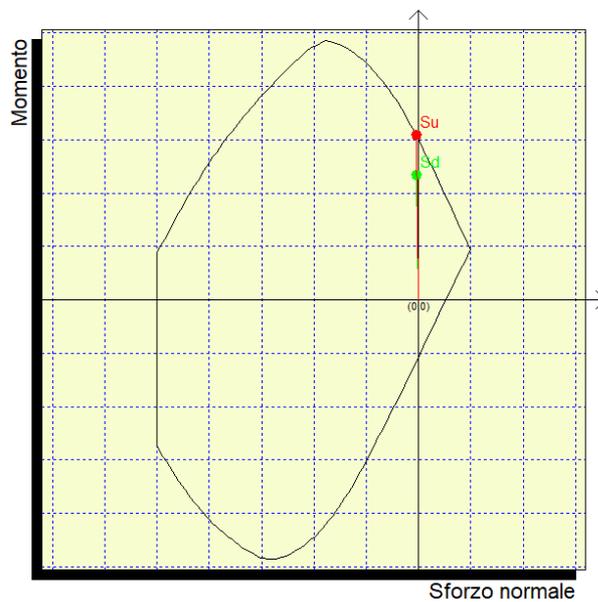
	N (kN)	V (kN)	Mtrasv (kNm)	Mlong (kNm)	cs
SLU2_NML	105	469	0	1167	1.32

Mx 11674610
My 0
N -10500

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

Simmetria sezione
Nessuna

[Curva Mx/My = cost.]
c.s.=1,31998845
Mx ultimo =15410350,354
My ultimo =0
N ultimo =-13859,879
[Curva N = cost.]
c.s.=1,3110552
Mx ultimo =15306058,139
My ultimo =0
N ultimo =-10500
Nmax =237491,86
Nmin =-1501523,86

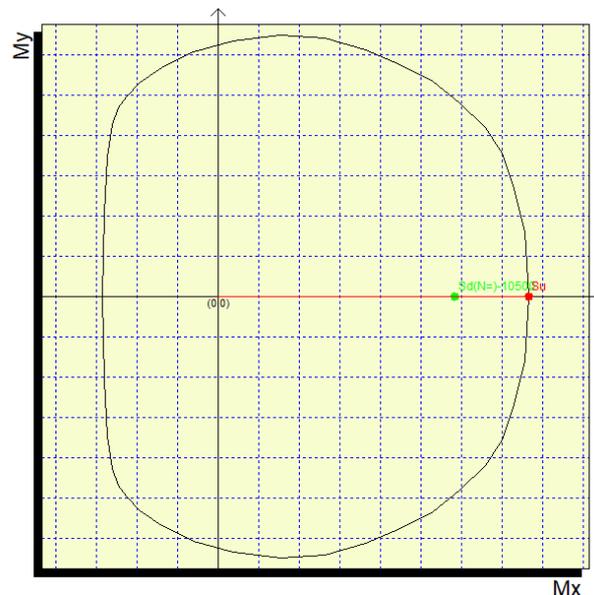


Mx 11674610
My 0
N -10500

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

Simmetria sezione
Nessuna

[Curva Mx/My = cost.]
c.s.=1,31998845
Mx ultimo =15410350,354
My ultimo =0
N ultimo =-13859,879
[Curva N = cost.]
c.s.=1,3110552
Mx ultimo =15306058,139
My ultimo =0
N ultimo =-10500
Nmax =237491,86
Nmin =-1501523,86



10.3.3.2 Verifica a taglio

Si riporta di seguito la verifica a taglio secondo NTC18 per elementi privi di armatura a taglio.

VEd = TSLU	469	kN
	468991	N

Rck	40	MPa
fck	33.20	MPa

H sezione	800	mm
c netto	101	mm
Ø staffa	22	mm
Ø arm tesa	22	mm
d	699	mm

k	1.54	
---	------	--

bw	1000	mm
Asl	5702	mm ²
ρl	0.0082	

NEd	105	kN
	105000	N
Ac	800000	mm ²
σcp	0.13	MPa

fcd	18.81	MPa
-----	-------	-----

γc	1.50	
CRd,c	0.12	

vmin	0.38	
------	------	--

VRd,c	400300	N
VRd,c min	281723	N

VRd,c effettivo	400300	N
-----------------	--------	---

Verifica	NO	
tasso di lavoro	1.17	
c.s.	0.85	

Si dispongono, come armatura a taglio, delle spille $\phi 12$ secondo una maglia 40x30 cm a quinconce fino alla quota di 1m rispetto alla base del muro andatore. Al di sopra non si dispone armatura a taglio.

Si mostrano di seguito i risultati della verifica effettuata:

VEd = TSLU	469	kN
	468991	N

Asw	283	mm ²
s	300	mm

fywd	391.30	MPa
------	--------	-----

cot θ	2.5	
--------------	-----	--

$\hat{\chi}$	1	
--------------	---	--

z = 0.9d	628.8	mm
----------	-------	----

v	0.52	
---	------	--

VRd,s	579747	N
VRd,s max	2122515	N

VRd,c effettivo	579747	N
-----------------	--------	---

**IVX8 - Ponte stradale su Torrente Arroscia
Relazione di calcolo spalle**

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IV01	00	D 09 CL	IVX804001	A	68 di 104

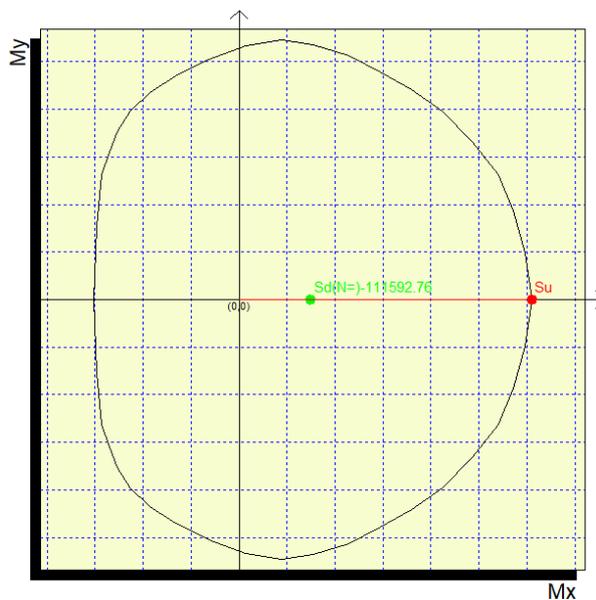
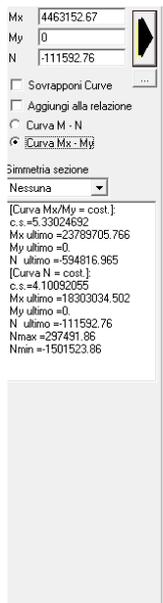
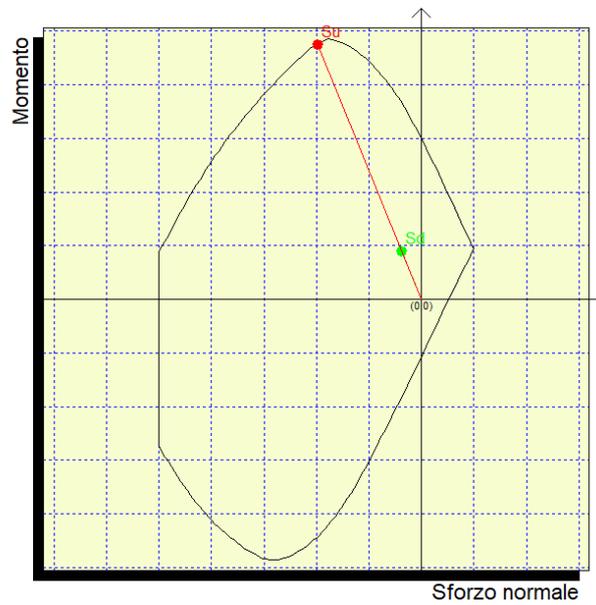
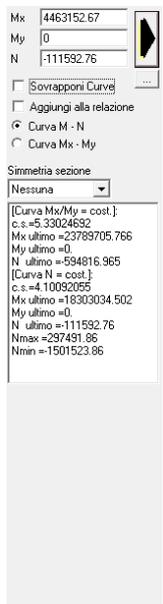
Verifica	OK	
tasso di lavoro	0.81	
c.s.	1.24	

La verifica risulta soddisfatta.

10.3.4 Verifiche SLU

10.3.4.1 Verifica a pressoflessione

	N (kN)	V (kN)	Mtrasv (kNm)	Mlong (kNm)	cs
SLU2_NML	1116	216	0	446	5.33



10.3.4.2 Verifica a taglio

VEd = TSLU	216	kN
	216161	N

Rck	40	MPa
fck	33.20	MPa

H sezione	800	mm
c netto	101	mm
Ø staffa	8	mm
Ø arm tesa	22	mm
d	699	mm

k	1.54	
---	------	--

bw	1000	mm
Asl	5702	mm ²
λ	0.0082	

NEd	1116	kN
	1115928	N
Ac	800000	mm ²
γ_{π}	1.39	MPa

fcd	18.81	MPa
-----	-------	-----

ω_{χ}	1.50	
CRd,c	0.12	

vmin	0.38	
------	------	--

VRd,c	532732	N
VRd,c min	414155	N

VRd,c effettivo	532732	N
-----------------	--------	---

Verifica	OK	
tasso di lavoro	0.41	
c.s.	2.46	

10.3.5 Verifiche SLE

10.3.5.1 Sollecitazioni per le verifiche

	N (kN)	Mlong	Mtrasv
Comb rara	105.00	344.58	0.00
Comb frequente	105.00	275.81	0.00
Comb quasi perm	105.00	179.42	0.00

10.3.5.2 Verifiche stato limite di fessurazione

fck	33.2	N/mm ²
fctm	3.10	N/mm ²
fyk	450.00	N/mm ²

	σ max	σ cls-		Verifica	c.s.
Comb frequente	-2.58	-1.87	N/mm ²	Verifica soddisfatta	1.38
Comb quasi perm		-1.18	N/mm ²	Verifica soddisfatta	2.19

Nella sezione non si supera la resistenza a trazione caratteristica del calcestruzzo. Pertanto, non si riscontra l'apertura delle fessure.

10.3.5.3 Verifica delle massime tensioni di esercizio CLS ed acciaio

	σ max	σ Mmax		Verifica	c.s.
Comb rara	19.92	3.85	N/mm ²	Verifica soddisfatta	5.17
Comb quasi perm	14.94	2.05	N/mm ²	Verifica soddisfatta	7.29

	σ max	σ		Verifica	c.s.
Comb rara	-360	-91.3	N/mm ²	Verifica soddisfatta	3.94

11 SOLLECITAZIONI IN FONDAZIONE

11.1 Sollecitazioni ad intradosso fondazione

Di seguito si riportano le sollecitazioni ad intradosso:

LC	N	Tx (trasv)	Ty (long)	Mz	Mx (long)	My (trasv)
	kN	kN	kN	kNm	kNm	kNm
RARA_1_NML_1	26218	194	-2706	0	18128	2948
RARA_1_NML_2	25492	194	-2706	0	15406	2948
RARA_2_NML_1	27637	117	-2884	0	18674	3305
RARA_2_NML_2	26500	117	-2884	0	14410	3305
FREQ_1_NML_1	24151	0	-2391	0	16788	0
FREQ_1_NML_2	24151	0	-2391	0	16788	0
FREQ_2_NML_1	26218	0	-2706	0	18128	1409
FREQ_2_NML_2	25492	0	-2706	0	15406	1409
Q.PERM_NML_1	24151	0	-2391	0	16788	0
Q.PERM_NML_2	24151	0	-2391	0	16788	0
SLU1_NML_1	35394	291	-3653	0	24473	4210
SLU1_NML_2	34414	291	-3653	0	20798	4210
SLU2_NML_1	37309	175	-3894	0	25209	4601
SLU2_NML_2	35774	175	-3894	0	19453	4601
SLU3_NML_1	26941	291	-2816	0	18597	4210
SLU3_NML_2	25961	291	-2816	0	14922	4210
SLU4_NML_1	28857	175	-3057	0	19334	4601
SLU4_NML_2	27322	175	-3057	0	13577	4601
SLV_NML_L1	26948	2119	-16978	0	-50107	9183
SLV_NML_L2	23625	2119	-16978	0	-50192	9183
SLV_NML_T1	26948	7063	-6836	0	-12355	26207
SLV_NML_T2	23625	7063	-6836	0	-12439	26207
SLV_NML_V1	30825	2119	-6836	0	-12256	9183
SLV_NML_V2	19748	2119	-6836	0	-12537	9183
RARA_1_MTRA_4	25392	194	-2706	0	18526	4637
RARA_2_MTRA_4	26263	117	-2884	0	19366	6304

LC	N	Tx (trasv)	Ty (long)	Mz	Mx (long)	My (trasv)
	kN	kN	kN	kNm	kNm	kNm
FREQ_1_MTRA_4	24151	0	-2391	0	16788	0
FREQ_2_MTRA_4	25392	0	-2706	0	18526	3099
Q.PERM_MTRA_4	24151	0	-2391	0	16788	0
SLU1_MTRA_4	34280	291	-3653	0	25010	6491
SLU2_MTRA_4	35455	175	-3894	0	26144	8649
SLU3_MTRA_4	25827	291	-2816	0	19134	6491
SLU4_MTRA_4	27002	175	-3057	0	20268	8649
SLV_MTRA_L1	26774	2105	-16888	0	-49521	9328
SLV_MTRA_L2	23478	2105	-16888	0	-49629	9328
SLV_MTRA_T1	26774	7018	-6809	0	-12074	26115
SLV_MTRA_T2	23478	7018	-6809	0	-12181	26115
SLV_MTRA_V1	30619	2105	-6809	0	-11948	9328
SLV_MTRA_V2	19632	2105	-6809	0	-12307	9328
RARA_1_PSCA_3	24151	6	-2391	0	16788	51
RARA_2_PSCA_3	24151	4	-2391	0	16788	31
FREQ_1_PSCA_3	24151	1	-2391	0	16788	10
FREQ_2_PSCA_3	24151	0	-2391	0	16788	0
Q.PERM_PSCA_3	24151	0	-2391	0	16788	0
SLU1_PSCA_3	32604	10	-3228	0	22664	76
SLU2_PSCA_3	32604	6	-3228	0	22664	46
SLU3_PSCA_3	24151	10	-2391	0	16788	76
SLU4_PSCA_3	24151	6	-2391	0	16788	46
SLV_PSCA_L1	26011	2045	-16514	0	-49291	6752
SLV_PSCA_L2	22798	2045	-16514	0	-49295	6752
SLV_PSCA_T1	26011	6816	-6628	0	-12989	22505
SLV_PSCA_T2	22798	6816	-6628	0	-12993	22505
SLV_PSCA_V1	29761	2045	-6628	0	-12984	6752
SLV_PSCA_V2	19049	2045	-6628	0	-12998	6752

11.2 Sollecitazioni sui pali

Il calcolo delle sollecitazioni, visto l'esiguo numero di pali e l'interasse pari a 3 volte il diametro, è stato effettuato con il solo metodo del plinto rigido e non è stato effettuato il confronto con il metodo "effetto gruppo".

Il calcolo delle sollecitazioni sui singoli pali è stato effettuato assumendo le seguenti ipotesi:

- Plinto rigido;
- Vincolo di incastro tra pali e plinto;
- Pali costituenti la palificata verticali;
- Rotazione del plinto e della testa dei pali impedita.

Per un gruppo di n pali, sottoposto a forze verticali, orizzontali e di momento esterne (agenti alla quota testa pali ed in corrispondenza del baricentro della palificata) i carichi agenti alla testa di ciascun palo sono stimabili con le seguenti espressioni:

$$Q_{ti} = \frac{N}{n} \pm \frac{[M_x + M_{inc,x}] \cdot y_i}{\sum_1^n y_i^2} \pm \frac{[M_y + M_{inc,y}] \cdot x_i}{\sum_1^n x_i^2};$$

$$H_{tix} = \frac{H_x}{n};$$

$$H_{tiy} = \frac{H_y}{n};$$

essendo :

- N = forza verticale esterna;
- $M_x = M_{long}$ = momento esterno attorno all'asse x, accoppiato con H_y ;
- $H_y = T_{long}$ = forza orizzontale esterna nella direzione y;
- $M_y = M_{trasv}$ = momento esterno attorno all'asse y, accoppiato con H_x ;
- $H_x = T_{trasv}$ = forza orizzontale esterna nella direzione x;
- Q_{ti} = forza verticale agente alla testa del palo i-esimo;
- $H_{tix} = T_{trasv_i}$ = forza orizzontale agente alla testa del palo i-esimo nella direzione x;
- $H_{tiy} = T_{long_i}$ = forza orizzontale agente alla testa del palo i-esimo nella direzione y;

- $M_{inc,x} = M_{long_inc} = \sum M_{iix} =$ momento di incastro risultante che i pali esercitano sul plinto per effetto del vincolo di rotazione impedita nella direzione x;
- $M_{iix} = M_{long_inc_i} =$ momento di incastro alla testa del palo i-esimo per effetto del vincolo di rotazione impedita nella direzione x;
- $M_{inc,y} = M_{trasv_inc} = \sum M_{iyy} =$ momento di incastro risultante che i pali esercitano sul plinto per effetto del vincolo di rotazione impedita nella direzione y;
- $M_{iyy} = M_{trasv_inc_i} =$ momento di incastro alla testa del palo i-esimo per effetto del vincolo di rotazione impedita nella direzione y;
- $y_i =$ distanza del palo i-esimo dall'asse baricentrico della palificata nella direzione y;
- $x_i =$ distanza del palo i-esimo dall'asse baricentrico della palificata nella direzione x.

I momenti di incastro alla testa dei pali (M_{iix} , M_{iyy}) sono stati stimati sulla base della teoria elastica di Matlock-Reese:

- $M_{iix} = - H_{iyy} \times |A_s| \times T / |B_s|$, momento di incastro alla testa del palo i-esimo per effetto del vincolo di rotazione impedita nella direzione x;

- $M_{iyy} = - H_{iix} \times |A_s| \times T / |B_s|$, momento di incastro alla testa del palo i-esimo per effetto del vincolo di rotazione impedita nella direzione y;

$$- T = \sqrt[4]{\frac{EJ}{E_{si}}};$$

$$- E_{si} = K_h \times (h_{rinterro} + h_{plinti} + 1.5\phi_{palo})$$

- $A_s, B_s =$ coefficienti di Matlock-Reese calcolati per $z / T = 0$ (intradosso fondazione).

I valori di N, T ed M esterni considerati sono quelli ottenuti dal modello allo spiccato delle fondazioni e riportati a intradosso fondazioni applicando la ripartizione dei momenti.

In tutte le tabelle di seguito riportate le unità di misura sono i kN per sforzi normali e tagli e i kNm per i momenti.

Gli sforzi normali negativi si intendono di trazione mentre i momenti positivi seguono la regola della mano destra.

Le tensioni positive sono di compressione e quelle negative di trazione.

In base alle convenzioni sui segni su indicate, per ogni palo sono riportati i massimi e i minimi sforzi assiali e la condizione di carico N-M più gravosa in termini di massima tensione nel calcestruzzo e di minima tensione nelle armature. Per le tensioni tangenziali è stato considerato il taglio massimo T agente in sommità del palo (anche non contemporaneo ad N-M).

Si riportano di seguito le azioni ripartite sui pali:

Combo	N palo max	N palo min
RARA_1_NML_1	2477	1892
RARA_1_NML_2	2355	1894
RARA_2_NML_1	2597	2009
RARA_2_NML_2	2405	2012
FREQ_1_NML_1	2325	1700
FREQ_1_NML_2	2325	1700
FREQ_2_NML_1	2477	1893
FREQ_2_NML_2	2322	1926
Q.PERM_NML_1	2325	1700
Q.PERM_NML_2	2325	1700
SLU1_NML_1	3352	2547
SLU1_NML_2	3186	2550
SLU2_NML_1	3510	2708
SLU2_NML_2	3251	2711
SLU3_NML_1	2575	1915
SLU3_NML_2	2410	1917
SLU4_NML_1	2734	2075
SLU4_NML_2	2475	2079
SLV_NML_L1	6252	-1761
SLV_NML_L2	5978	-2040
SLV_NML_T1	4536	-45
SLV_NML_T2	4262	-325
SLV_NML_V1	4121	1017
SLV_NML_V2	3207	84
RARA_1_MTRA_4	2455	1777
RARA_2_MTRA_4	2565	1812

IVX8 - Ponte stradale su Torrente Arroscia
Relazione di calcolo spalle

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IV01	00	D 09 CL	IVX804001	A	78 di 104

Combo	N palo max	N palo min
FREQ_1_MTRA_4	2325	1700
FREQ_2_MTRA_4	2407	1825
Q.PERM_MTRA_4	2325	1700
SLU1_MTRA_4	3322	2392
SLU2_MTRA_4	3467	2442
SLU3_MTRA_4	2545	1759
SLU4_MTRA_4	2691	1810
SLV_MTRA_L1	6209	-1747
SLV_MTRA_L2	5938	-2025
SLV_MTRA_T1	4504	-41
SLV_MTRA_T2	4233	-320
SLV_MTRA_V1	4092	1011
SLV_MTRA_V2	3189	83
RARA_1_PSCA_3	2324	1702
RARA_2_PSCA_3	2324	1701
FREQ_1_PSCA_3	2325	1700
FREQ_2_PSCA_3	2325	1700
Q.PERM_PSCA_3	2325	1700
SLU1_PSCA_3	3137	2297
SLU2_PSCA_3	3137	2296
SLU3_PSCA_3	2323	1702
SLU4_PSCA_3	2324	1701
SLV_PSCA_L1	6034	-1699
SLV_PSCA_L2	5766	-1967
SLV_PSCA_T1	4357	-22
SLV_PSCA_T2	4089	-289
SLV_PSCA_V1	3974	986
SLV_PSCA_V2	3082	93

12 VERIFICHE STRUTTURALI PLINTO DI FONDAZIONE

Nei paragrafi seguenti si riportano le sollecitazioni e le verifiche a flessione e taglio del plinto di fondazione.

Per il dimensionamento delle armature trasversali è stata considerata una sezione resistente di larghezza pari a 3.60m in quanto si considera la striscia di plinto relativa all'ultima fila di pali (lato monte), e altezza pari all'altezza del plinto (1.80m). La porzione di plinto è stata schematizzata come un trave appoggiata in corrispondenza dell'asse dei muri andatori. Sulla trave è stato considerato il carico verticale linearmente distribuito dovuto alla terra soprastante e le azioni concentrate dovute ai pali e il momento trasmesso dai muri andatori.

Per il dimensionamento delle armature longitudinali è stato fatto riferimento alle sollecitazioni sui pali in corrispondenza della mensola di valle, schematizzata come una trave a mensola incastrata in corrispondenza del paramento di valle del muro di testata.

Le verifiche sono effettuate con il Metodo Semiprobabilistico agli Stati Limite.

Le sollecitazioni adoperate sono state ottenute con l'ausilio di un apposito foglio di calcolo.

Il momento sollecitante positivo tende le fibre inferiori.

Le tensioni di trazione sono state assunte negative mentre quelle di compressione positive, salvo diversa indicazione.

Le armature dei pali di fondazione sono state dimensionate in riferimento al palo più sollecitato.

12.1 Sintesi delle armature disposte in direzione longitudinale

	ϕ	passo	As,ed	As	As,tot	As,min	Verifica As,min	Verifica As,ed
	mm	mm	mm ²	mm ²	mm ²	mm ²		
Intradosso	22	100	-79140	62722	94083	92400	Verificato	Verificato
Intradosso	22	200		31361				
Estradosso	22	100	-	62722	94083	92400	Verificato	
Estradosso	22	200		31361				

12.2 Sintesi delle armature disposte in direzione trasversale

	ϕ	passo	As,ed	As	As,tot	As,min	Verifica As,min	Verifica As,ed
	mm	mm	mm ²	mm ²	mm ²	mm ²		
Intradosso	26	100	8384	19113	28670	20160	Verificato	Verificato
Intradosso	26	200		9557				
Estradosso	26	100	-	19113	28670	20160	Verificato	
Estradosso	26	200		9557				

12.2.1 Verifiche SLV in direzione trasversale

12.2.1.1 Verifica a pressoflessione

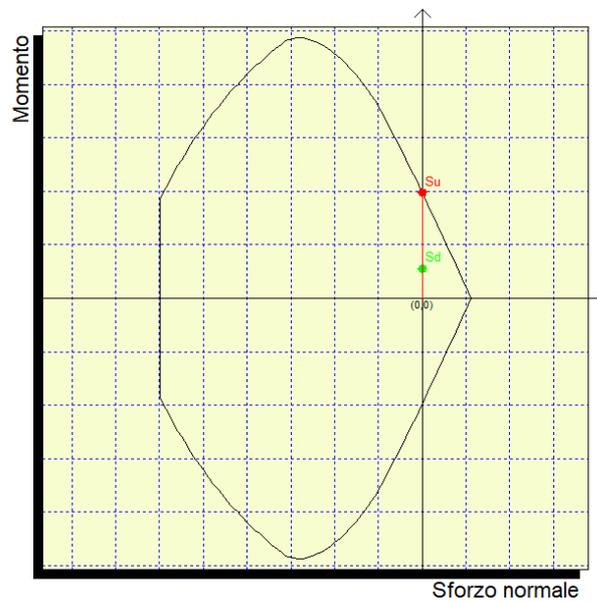
	N (kN)	V (kN)	Mtrasv (kNm)	Mlong (kNm)	cs
SLV	0	0	0	5017	3.55

Mx: -50174387
My: 0
N: 0

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

Simmetria sezione
Nessuna

[Curva Mx/My = cost.]
c.s.=3.54810161
Mx ultimo =-178023823.115
My ultimo =0.
N ultimo =0.
[Curva N = cost.]
c.s.=3.54844664
Mx ultimo =-178041134.785
My ultimo =0.
N ultimo =0.
Nmax =2243727.861
Nmin =-11996387.061

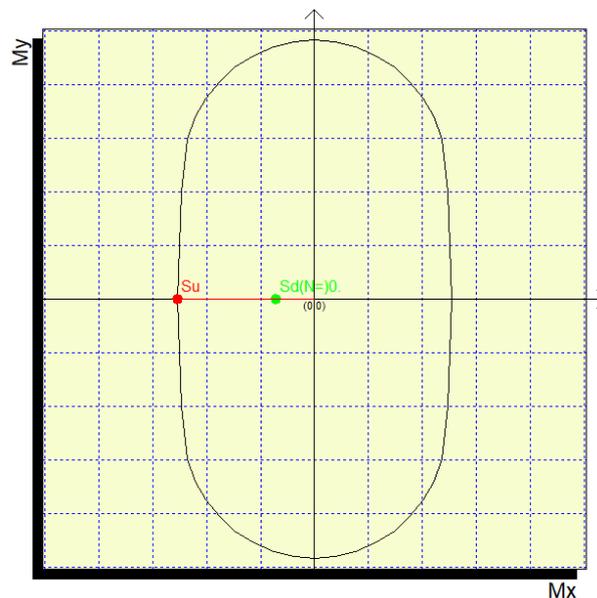


Mx: -50174387
My: 0
N: 0

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

Simmetria sezione
Nessuna

[Curva Mx/My = cost.]
c.s.=3.54810161
Mx ultimo =-178023823.115
My ultimo =0.
N ultimo =0.
[Curva N = cost.]
c.s.=3.54844664
Mx ultimo =-178041134.785
My ultimo =0.
N ultimo =0.
Nmax =2243727.861
Nmin =-11996387.061



12.2.1.2 Verifica a taglio

VEd = TSLU	2490	kN
	2490427	N

Rck	40	MPa
fck	33.20	MPa

H sezione	1800	mm
c netto	100.7	mm
Ø staffa	0	mm
Ø arm tesa	26	mm
d	1686	mm

k	1.34	
---	------	--

bw	3600	mm
Asl	28670	mm ²
$\rho\lambda$	0.0047	

NEd	0	kN
	0	N
Ac	6480000	mm ²
$\sigma\chi\pi$	0.0000	MPa

fcd	18.81	MPa
-----	-------	-----

$\gamma\chi$	1.50	
CRd,c	0.12	

vmin	0.31	
------	------	--

VRd,c	2451272	N
VRd,c min	1908394	N

VRd,c effettivo	2451272	N
-----------------	---------	---

Verifica	NO	
tasso di lavoro	1.02	
c.s.	0.98	

E' necessario predisporre adeguata armatura a taglio

Si considera la staffatura della porzione di plinto relativa all'ultima fila di pali (sezione 3.60x1.80m) con staffe $\phi 16$ a 12 bracci:

VEd = TSLU	2490	kN
	2490427	N

Asw	2413	mm ²
s	400	mm

f _{ywd}	391.30	MPa
------------------	--------	-----

cot θ	1	
--------------	---	--

σ_c	1	
------------	---	--

z = 0.9d	1529	mm
----------	------	----

v	0.52	
---	------	--

VRd,s	3609831	N
VRd,s max	26948206	N

VRd,c effettivo	3609831	N
-----------------	---------	---

**IVX8 - Ponte stradale su Torrente Arroscia
Relazione di calcolo spalle**

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IV01	00	D 09 CL	IVX804001	A	84 di 104

Verifica	OK	
tasso di lavoro	0.69	
c.s.	1.45	

La verifica risulta soddisfatta.

12.2.2 Verifiche SLV in direzione longitudinale

12.2.2.1 Verifica a pressoflessione

	N (kN)	V (kN)	Mtrasv (kNm)	Mlong (kNm)	cs
SLV	0	0	0	48747	1.27

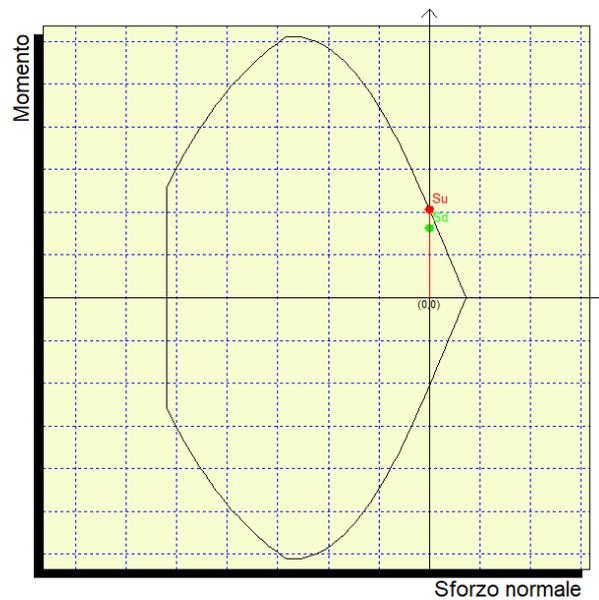
Mx: -487466816
My: 0
N: 0

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

Simmetria sezione
Nessuna

[Curva Mx/My = cost.]
c.z = 1, 26613218
Mx ultimo = -617197423.067
My ultimo = 0
N ultimo = 0

[Curva N = cost.]
c.z = 1, 26638329
Mx ultimo = -617319832.498
My ultimo = 0
N ultimo = 0
Nmax = 7377798.12
Nmin = -52077486.12



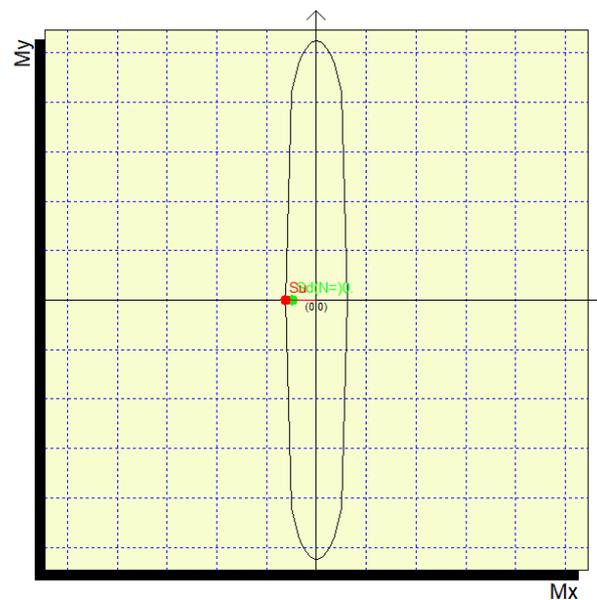
Mx: -487466816
My: 0
N: 0

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

Simmetria sezione
Nessuna

[Curva Mx/My = cost.]
c.z = 1, 26613218
Mx ultimo = -617197423.067
My ultimo = 0
N ultimo = 0

[Curva N = cost.]
c.z = 1, 26638329
Mx ultimo = -617319832.498
My ultimo = 0
N ultimo = 0
Nmax = 7377798.12
Nmin = -52077486.12



12.2.2.2 Verifica a taglio

VEd = TSLU	18395	kN
	18394974	N

Rck	40	MPa
fck	33.2	MPa

H sezione	1800	mm
c netto	51	mm
Ø staffa	26	mm
Ø arm tesa	22	mm
d	1712.00	mm

k	1.342	
---	-------	--

bw	16500	mm
Asl	94082.85	mm ²
$\rho\lambda$	0.003331	

NEd	0	kN
	0	N
Ac	29700000	mm ²
$\sigma_{\chi\pi}$	0	MPa

fcd	22.667	MPa
-----	--------	-----

γ_{χ}	1.5	
CRd,c	0.12	

vmin	0.313448	
------	----------	--

VRd,c	10133078	N
VRd,c min	8854276	N

VRd,c effettivo	10133078	N
-----------------	----------	---

Verifica	NO
Tasso di lavoro	1.82
c.s.	0.55

E' necessario predisporre adeguata armatura a taglio:

VEd = TSLU	18395	kN
	18394974	N

Asw	6635.04	mm ²
s	200	mm

fywd	391.30	MPa
------	--------	-----

cot θ	1	
-------	---	--

αχ	1	
----	---	--

z = 0.9d	1540.8	mm
----------	--------	----

v	0.52032	
---	---------	--

VRd,s	20002060	N
VRd,s max	149919593	N

VRd,c effettivo	20002060	N
-----------------	----------	---

Verifica	OK
Tasso di lavoro	0.92
c.s.	1.09

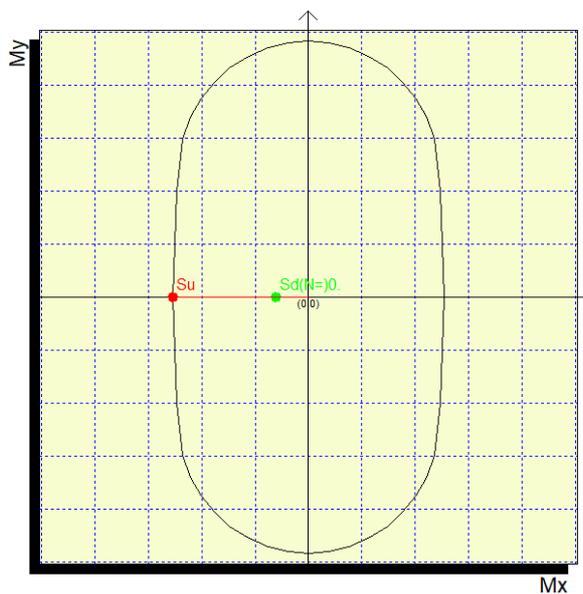
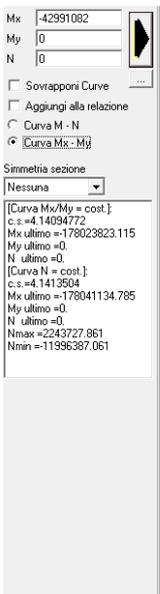
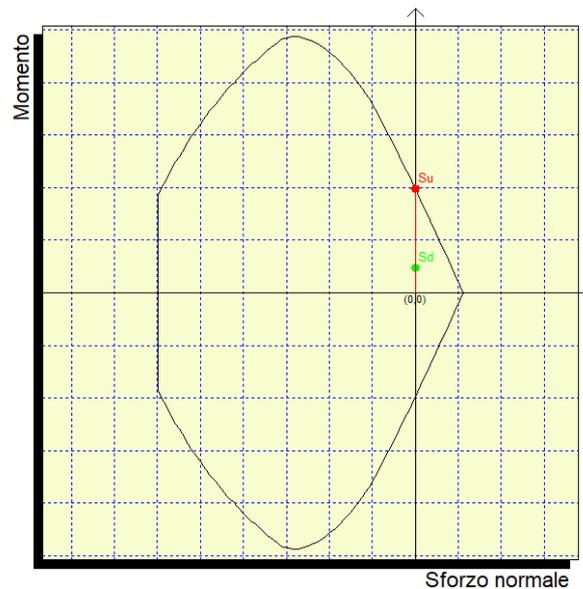
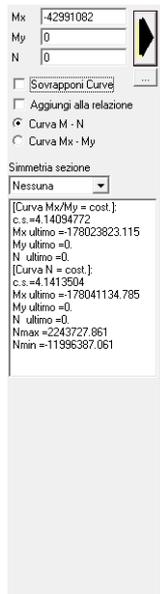
Si dispongono spille $\Phi 16$ a passo 20.

La verifica risulta soddisfatta.

12.2.3 Verifiche SLU in direzione trasversale

12.2.3.1 Verifica a pressoflessione

	N (kN)	V (kN)	Mtrasv (kNm)	Mlong (kNm)	cs
SLU	0	0	0	4299	4.14



12.2.3.2 Verifica a taglio

VEd = TSLU	2102	kN
	2101959	N

Rck	40	MPa
fck	33.20	MPa

H sezione	1800	mm
c netto	100.7	mm
Ø staffa	22	mm
Ø arm tesa	26	mm
d	1699	mm

k	1.34	
---	------	--

bw	3600	mm
Asl	28670	mm ²
$\rho\lambda$	0.0047	

NEd	0	kN
	0	N
Ac	6480000	mm ²
$\sigma_{\chi\pi}$	0	MPa

fcd	18.81	MPa
-----	-------	-----

γ_{χ}	1.50	
CRd,c	0.12	

vmin	0.31	
------	------	--

**IVX8 - Ponte stradale su Torrente Arroscia
Relazione di calcolo spalle**

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IV01	00	D 09 CL	IVX804001	A	90 di 104

VRd _c	2461435	N
VRd _{c min}	1920275	N

VRd _{c effettivo}	2461435	N
----------------------------	---------	---

Verifica	OK	
Tasso di lavoro	0.85	
c.s.	1.17	

12.2.1 Verifiche SLU in direzione longitudinale

12.2.1.1 Verifica a pressoflessione

	N (kN)	V (kN)	Mtrasv (kNm)	Mlong (kNm)	cs
SLV	0	0	0	19512	3.16

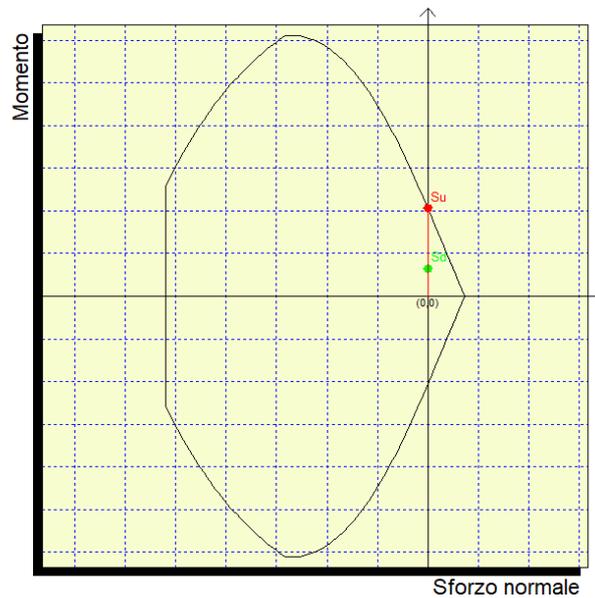
Mx: -195115042.97
My: 0
N: 0

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

Simmetria sezione
Nessuna

[Curva Mx/My = cost.]
c.s.=3.16324879
Mx ultimo =-617197423.067
My ultimo =0.
N ultimo =0.

[Curva N = cost.]
c.s.=3.16387616
Mx ultimo =-617319832.498
My ultimo =0.
N ultimo =0.
Nmax =7377798.12
Nmin =-52077486.12



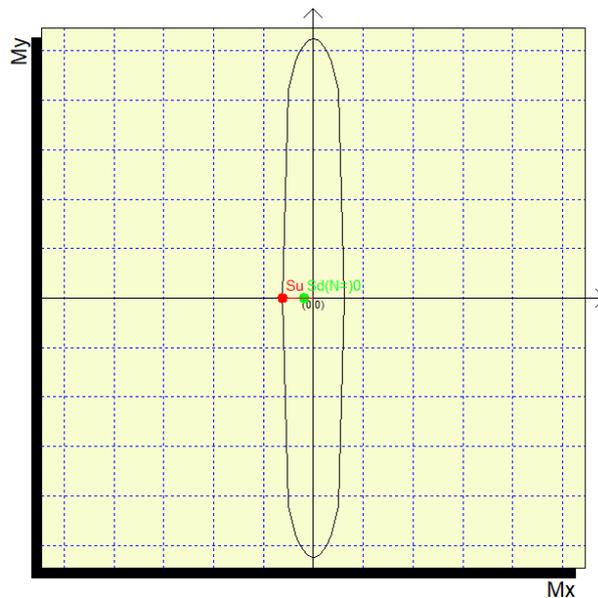
Mx: -195115042.97
My: 0
N: 0

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

Simmetria sezione
Nessuna

[Curva Mx/My = cost.]
c.s.=3.16324879
Mx ultimo =-617197423.067
My ultimo =0.
N ultimo =0.

[Curva N = cost.]
c.s.=3.16387616
Mx ultimo =-617319832.498
My ultimo =0.
N ultimo =0.
Nmax =7377798.12
Nmin =-52077486.12



12.2.1.2 Verifica a taglio

VEd = TSLU	7362.83	kN
	7362831.81	N

Rck	40	MPa
fck	33.2	MPa

H sezione	1800	mm
c netto	51	mm
Ø staffa	26	mm
Ø arm tesa	22	mm
d	1749.00	mm

k	1.338	
---	-------	--

bw	16500	mm
Asl	94082.846	mm ²
$\rho\lambda$	0.00326014	

NEd	0	kN
	0	N
Ac	29700000	mm ²
$\sigma_{\chi\pi}$	0	MPa

fcd	22.667	MPa
-----	--------	-----

γ_{χ}	1.5	
CRd,c	0.12	

vmin	0.31	
------	------	--

**IVX8 - Ponte stradale su Torrente Arroscia
Relazione di calcolo spalle**

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IV01	00	D 09 CL	IVX804001	A	93 di 104

VRd _c	10250713	N
VRd _{c min}	9008907	N

VRd _{c effettivo}	10250713	N
----------------------------	----------	---

Verifica	OK
tasso di lavoro	0.72
c.s.	1.39

12.2.2 Verifiche SLE in direzione trasversale

12.2.2.1 Verifica stato limite di fessurazione

	N (kN)	Mlong	Mtrasv
Comb rara	0.00	3663	0.00
Comb frequente	0.00	3619	0.00
Comb quasi perm	0.00	3544	0.00

	σ_t max	σ_{cls} -		Verifica	c.s.
Comb frequente	-2.58	-1.09	N/mm ²	Verifica soddisfatta	2.37
Comb quasi perm		-0.87	N/mm ²	Verifica soddisfatta	2.97

Nella sezione non si supera la resistenza a trazione caratteristica del calcestruzzo. Pertanto, non si riscontra l'apertura delle fessure.

12.2.2.2 Verifica massime tensioni di esercizio CLS ed acciaio

	σ_c max	σ_c Mmax		Verifica	c.s.
Comb rara	19.92	1.73	N/mm ²	Verifica soddisfatta	11.51
Comb quasi perm	14.94	1.22	N/mm ²	Verifica soddisfatta	12.25

	σ_s max	σ_s		Verifica	c.s.
Comb rara	-360	-71.29	N/mm ²	Verifica soddisfatta	5.05

12.2.3 Verifiche SLE in direzione longitudinale

12.2.3.1 Verifica stato limite di fessurazione

fck	33.2	N/mm ²
fctm	3.10	N/mm ²
fyk	450.00	N/mm ²

	σ max	σ cls-		Verifica	c.s.
Comb frequente	-2.58	-1.20	N/mm ²	Verifica soddisfatta	2.15
Comb quasi perm		-1.04	N/mm ²	Verifica soddisfatta	2.48

Nella sezione non si supera la resistenza a trazione caratteristica del calcestruzzo. Pertanto, non si riscontra l'apertura delle fessure.

12.2.3.2 Verifica massime tensioni di esercizio CLS ed acciaio

	σ max	σ Mmax		Verifica	c.s.
Comb rara	19.92	2.03	N/mm ²	Verifica soddisfatta	9.81
Comb quasi perm	14.94	1.61	N/mm ²	Verifica soddisfatta	9.28

	σ s max	σ s		Verifica	c.s.
Comb rara	-360	-97.57	N/mm ²	Verifica soddisfatta	3.69

13 VERIFICHE STRUTTURALI PALI DI FONDAZIONE

Le armature dei pali di fondazione sono state dimensionate in riferimento al palo più sollecitato.

13.1 Massime e minime sollecitazioni sul singolo palo

Di seguito si riportano la massima compressione (valori negativi) e trazione (valori positivi) per tutte le combinazioni, sul palo più sollecitato :

			Mx (long)	My (trasv)	N max	N min
			kNm	kNm	kN	kN
SLU	max	SLU2_NML_1	-1054	47	3510	2708
	max	SLU1_NML_1	-989	79	3352	2547
	min	SLU3_PSCA_3	-648	3	2323	1702
	min	SLU2_PSCA_3	-874	2	3137	2296
SLV	max	SLV_NML_L1	-4598	574	6252	-1761
	max	SLV_NML_T1	-1851	1913	4536	-45
	min	SLV_PSCA_T1	-1795	1846	4357	-22
	min	SLV_PSCA_L1	-4472	554	6034	-1699
SLE frequente	max	FREQ_2_NML_1	-733	0	2477	1893
	max	FREQ_1_PSCA_3	-648	0	2325	1700
	min	FREQ_1_NML_1	-648	0	2325	1700
	min	FREQ_1_NML_1	-648	0	2325	1700
SLE q. permanente	max	Q.PERM_NML_1	-648	0	2325	1700
	max	Q.PERM_NML_1	-648	0	2325	1700
	min	Q.PERM_NML_1	-648	0	2325	1700
	min	Q.PERM_NML_1	-648	0	2325	1700
SLE rara	max	RARA_2_NML_1	-781	32	2597	2009
	max	RARA_1_NML_1	-733	53	2477	1892
	min	RARA_1_PSCA_3	-648	2	2324	1702
	min	RARA_2_PSCA_3	-648	1	2324	1701

			Tx (trasv)	Ty (long)
			kN	kN
SLU	max	SLU1_NML_1	291	-3653
	max	SLU2_NML_1	175	-3894
	min	SLU2_PSCA_3	6	-3228
	min	SLU3_PSCA_3	10	-2391
SLV	max	SLV_NML_T1	7063	-6836
	max	SLV_NML_L1	2119	-16978
	min	SLV_PSCA_L1	2045	-16514
	min	SLV_PSCA_T1	6816	-6628

13.1.1 Dimensionamento delle armature

Caratteristiche del palo		
Diametro	1.5	m
Area	1.77	m
Perimetro	4.71	m
Profondità infissione	2.8	m
n pali	12	

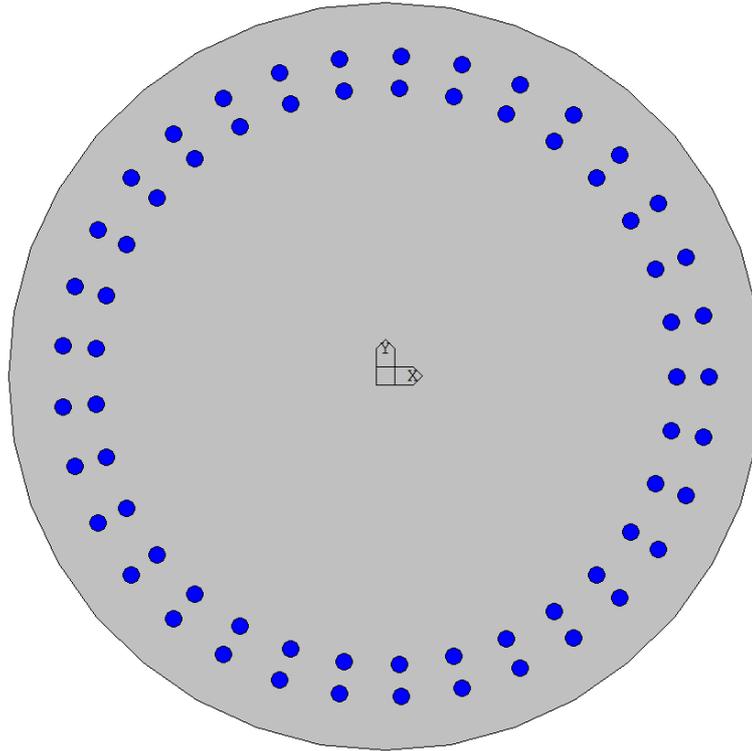
∅ palo	1500	mm
Area palo	1767146	mm ²
As, min	5301	mm ²
As, max	70686	mm ²

∅	30	mm
n	42	
strati	2	
As	59376	mm ²
	3.4%	ok

13.1.2 Verifiche SLV e SLU

13.1.2.1 Verifica a pressoflessione

Si riportano di seguito le verifiche a pressoflessione sia per le combinazioni SLU che per le combinazioni SLV:



	Mx	My	N	c.s.	c.s. (N=cost)
SLU2_NML_	10544727.8273275	-473383.228112133	-270785.432215124	8.854311	10.65253
SLU1_NML_	9892686.2180844	-788972.046853554	-254744.494885097	9.412084	11.297799
SLU3_PSC4	6475347.99427786	-26211.3218183172	-170238.265174285	14.303686	17.151981
SLU2_PSC4	8741719.79227511	-15726.7930909903	-229642.619190083	10.599897	12.817099
SLV_NML_1	45979320.331882	-5737819.057173	169524.932388933	2.078114	2.205896
SLV_NML_	18513518.3066016	-19126063.52391	-5759.2189527692	4.030532	4.013805
SLV_PSCA_	17949325.4188608	-18458918.7574662	-8129.0311607294	4.17826	4.152659
SLV_PSCA_	44721939.4095542	-5537675.62723984	163140.255862288	2.139242	2.271748

Il minimo coefficiente di sicurezza è pari a 2.21 , la verifica risulta soddisfatta.

13.1.2.2 Verifica a taglio

VEd = TSLU	1426	kN
	1425838	N

Rck	30	MPa
fck	24.90	MPa
fctm	2.56	MPa

Ø palo	1500	mm
Area palo	1767146	mm ²
Lato quadrato equivalente	1329	mm

c netto	60	mm
Ø staffa	14	mm
Ø arm tesa	4153	mm
d	1171	mm

k	1.41
---	------

bw	1329	mm
Asl	29688	mm ²
$\rho\lambda$	0.019	

NEd	2246	kN
	2245696	N
Ac	1767146	mm ²
$\sigma_{\chi\pi}$	1.27	MPa

fcd	14.11	MPa
	14.11	

γ_c	1.50
CRd,c	0.12

vmin	0.29
------	------

VRd,c	1252610	N
VRd,c min	753395	N

VRd,c effettivo	1252610	N
	1253	kN

Verifica	NO
coefficiente	0.88

E' necessario predisporre adeguata armatura a taglio:

VEd = TSLU	1426	kN
	1425838	N

Ø staffa	14	mm
n bracci	3.00	-
Asw	462	mm ²
s	100.00	mm

f _{yd}	391.30	MPa
-----------------	--------	-----

cot θ	1.00
-------	------

αχ	1.00
----	------

z = 0.9d	1053.73	mm
----------	---------	----

v	0.54
---	------

VRd _s	1904164	N
VRd _{s max}	5338845	N

VRd _{c effettivo}	1904164	N
----------------------------	---------	---

Verifica	OK
coefficiente	1.34

Si dispongono due spille centrali a croce e staffe circolari $\phi 14/10$ (si considerano effettivamente resistenti a taglio 3 bracci di armatura).

La verifica risulta soddisfatta.

13.1.3 Verifiche SLE

13.1.3.1 Sollecitazioni per le verifiche

Per le sollecitazioni utilizzate per le verifiche si rimanda al paragrafo 13.1.

13.1.3.1 Verifica stato limite di fessurazione

fck	24.9	N/mm ²
fctm	2.56	N/mm ²
fyk	450	N/mm ²

	σ max	σ	Verifica	
Comb frequente	-2.13	-0.58	N/mm ²	Verifica soddisfatta
		-0.50	N/mm ²	Verifica soddisfatta
		-0.50	N/mm ²	Verifica soddisfatta
		-0.50	N/mm ²	Verifica soddisfatta

Nella sezione non si supera la resistenza a trazione caratteristica del calcestruzzo. Pertanto, non si riscontra l'apertura delle fessure.

13.1.3.2 Verifica delle massime tensioni di esercizio CLS ed acciaio

	σ max	σ Mmax	Verifica	
Comb rara	14.94	2.21	N/mm ²	Verifica soddisfatta
		2.08	N/mm ²	Verifica soddisfatta
		1.84	N/mm ²	Verifica soddisfatta
		1.84	N/mm ²	Verifica soddisfatta
Comb quasi perm	11.21	1.84	N/mm ²	Verifica soddisfatta
		1.84	N/mm ²	Verifica soddisfatta
		1.84	N/mm ²	Verifica soddisfatta
		1.84	N/mm ²	Verifica soddisfatta