

LOTTO FUNZIONALE PRIORITARIO –  
TRATTO DA SAN ROCCO AL PORTO (LO)  
A STAGNO LOMBARDO (CR) – DELLA  
CICLOVIA TURISTICA NAZIONALE VENTO

**VENTO**<sup>®</sup>

**PROGETTO DEFINITIVO - ESECUTIVO**  
**Ponte SP196 di Maccastorna - Crotta d'Adda**

**COMMITTENTE:**

Agenzia Interregionale per il fiume Po  
Ufficio operativo di Cremona

R.U.P. : Ing. Alessio Picarelli

D.E.C. : Geom. Fernando Altobello

Coordinatore dei progetti: Dott. Christian Farioli

CUP : B17C20000070002

**RESPONSABILE DELL'INTEGRAZIONE DELLE  
PRESTAZIONI SPECIALISTICHE**

Ing. Lino Pollastri

**Progettisti:**

Arch. Enrico Costa  
Arch. Renato Da Re  
Ing. Elena Guerzoni  
Ing. Elettra Lowenthal  
Arch. Gianluca Parcianello  
Arch. Lio Parcianello  
Ing. Mauro Perini (DT)  
Ing. Alessandro Placucci  
Ing. Lino Pollastri  
Ing. Francesco Seneci

**Progettista strutturale:**

Ing. Lorena Ragnacci

**Geologo:**

Dott. Geol. Mirko Demozzi



MATE Soc. Coop.va  
C.F./p.IVA 03419611201  
pec mateng@legalmail.it  
mateng@mateng.it

Via S.Felice 21  
40122 Bologna (BO)  
T +39 051 29 12 911



Parcianello & Partners engineering s.r.l.

C.F./p.IVA 01041760255  
pec studio@pec.studioparcianello.com  
studio@studioparcianello.com

Via G. Matteotti 30/d  
32016 Alpage - Farra (BL)  
T +39 043 74 6100



Coopprogetti Soc. Coop.  
C.F./p.IVA 00424850543  
pec coopprogetti@pec.it  
staff@coopprogetti.it

Via della Piaggiola 152  
06024 Gubbio (PG)  
T +39 075 92 3011



NetMobility s.r.l.  
C.F./p.IVA 03184140238  
pec netmobility@pec.it  
netmobility@netmobility.it

Via G. Morgagni 24  
37135 Verona (VR)  
T +39 045 82 50 176

**OGGETTO:**

**ELABORATI GRAFICI**

**RELAZIONE ADEGUAMENTO SISMICO  
SOTTOSTRUTTURE VIADOTTO  
ESISTENTE**

**AIPO20050**

cod. commessa

DATA:

SCALA:

REVISIONE:

**D 1 9**

num. elaborato

Aprile 2022

-

0

REDATTO: LR

APPROVATO: LP

VERIFICATO: MP

## SOMMARIO

<b>1</b>	<b>NORMATIVA DI RIFERIMENTO .....</b>	<b>3</b>
<b>2</b>	<b>CONVENZIONI GENERALI .....</b>	<b>4</b>
<b>3</b>	<b>INTRODUZIONE .....</b>	<b>5</b>
<b>4</b>	<b>DESCRIZIONE DELL'OPERA.....</b>	<b>6</b>
<b>5</b>	<b>CARATTERISTICHE DEI MATERIALI .....</b>	<b>8</b>
<b>6</b>	<b>VITA NOMINALE, CLASSE D'USO, PERIODO DI RIFERIMENTO, CLASSE DI ESPOSIZIONE .....</b>	<b>9</b>
<b>7</b>	<b>CALCOLO DELLA STRUTTURA.....</b>	<b>10</b>
7.1	Analisi dei carichi .....	10
7.1.1	Peso proprio degli elementi strutturali ( $g_1$ ).....	10
7.1.2	Carichi permanenti portati ( $g_2$ ).....	10
7.1.3	Carichi mobili ( $q_1$ ) .....	10
7.1.4	Azione del vento ( $q_{vento}$ ).....	11
7.1.5	Azione della neve ( $q_5$ -neve).....	12
7.1.6	Effetti della temperatura ( $q_7$ ) .....	13
7.1.7	Cedimenti vincolari ( $\varepsilon_4$ ) .....	13
7.1.8	Azione sismica (E) .....	14
7.2	Combinazioni di carico.....	28
7.2.1	Introduzione .....	28
7.2.2	Casi elementari di carico .....	31
7.2.3	Combinazioni Stato Limite Ultimo (SLU) – Statica.....	31
7.2.4	Combinazioni Stato Limite Esercizio (SLE) .....	32
7.2.5	Stato Limite Salvaguardia della Vita (SLV) - Sismica SLU .....	33
7.2.6	Stato Limite di Collasso (SLC) - Sismica SLU.....	33
<b>8</b>	<b>DESCRIZIONE DELL'INTERVENTO .....</b>	<b>33</b>
8.1	Opera esistente .....	33
8.1.1	Pile e fondazioni .....	36
8.2	Vulnerabilità sismica anteoperam $\zeta_E$ .....	37
8.3	Vulnerabilità sismica postoperam $\zeta_E$ .....	37
8.4	Intervento d'adeguamento .....	38
8.5	Sollecitazioni massime.....	39
8.6	Verifiche di vulnerabilità sismica .....	40
<b>9</b>	<b>INTERVENTO IN FONDAZIONI.....</b>	<b>42</b>
9.1	Vulnerabilità sismica anteoperam $\zeta_E$ .....	42
9.2	Vulnerabilità sismica postoperam $\zeta_E$ .....	42

9.3	Intervento di adeguamento.....	42
9.4	Analisi della spinta idrodinamica.....	46
9.5	Sollecitazioni sulla fondazione.....	48
9.5.1	Permanente Strutturale ( $g_1$ ).....	48
9.5.2	Permanente Non Strutturale ( $g_2$ ).....	49
9.5.3	Carichi mobili ( $q_1$ ).....	50
9.5.4	Carichi mobili ( $q_3$ ).....	51
9.5.5	Sisma (E).....	52
9.6	Verifiche fondazioni.....	54

## 1 NORMATIVA DI RIFERIMENTO

I calcoli sono svolti con riferimento, ove applicabili, alle seguenti norme:

- Legge n°1.086 del 5 novembre 1971: *"Norme per la disciplina delle opere di conglomerato cementizio armato, normale e precompresso, ed a struttura metallica."*
- D. M. LL. PP. 17 gennaio 2018: *"Aggiornamento delle "Norme tecniche per le costruzioni"."*
- Circolare Ministero LL. PP. del 21 gennaio 2019, n° 7: *"Istruzioni per l'applicazione dell' "Aggiornamento delle "Norme tecniche per le costruzioni" di cui al Decreto Ministeriale 17 gennaio 2018".*
- UNI EN 1990: 2006: *"Eurocodice – Criteri generali di progettazione strutturale."*
- UNI EN 1991-1-1: *"Eurocodice 1 – Azioni sulle strutture – Parte 1-1: Azioni in generale – Pesi per unità di volume, pesi propri e sovraccarichi per gli edifici."*
- UNI EN 1991-1-3: *"Eurocodice 1 – Azioni sulle strutture – Parte 1-3: Azioni in generale – Carichi da neve."*
- UNI EN 1991-1-4: *"Eurocodice 1 – Azioni sulle strutture – Parte 1-4: Azioni in generale – Azioni del vento."*
- UNI EN 1991-1-5: *"Eurocodice 1 – Azioni sulle strutture – Parte 1-5: Azioni in generale – Azioni termiche."*
- UNI EN 1991-1-6: *"Eurocodice 1 – Azioni sulle strutture – Parte 1-6: Azioni in generale – Azioni durante la costruzione."*
- UNI EN 1991-1-7: *"Eurocodice 1 – Azioni sulle strutture – Parte 1-7: Azioni in generale – Azioni eccezionali."*
- UNI EN 1991-2: *"Eurocodice 1 – Azioni sulle strutture – Parte 2: Carichi da traffico sui ponti."*
- UNI EN 1992-1-1: *"Eurocodice 2 – Progettazione delle strutture di calcestruzzo – Parte 1-1: Regole generali e regole per gli edifici."*
- UNI EN 1992-2: *"Eurocodice 2 – Progettazione delle strutture di calcestruzzo – Parte 2: Ponti di calcestruzzo - Progettazione e dettagli costruttivi."*
- UNI EN 1993: *"Eurocodice 3 – Progettazione delle strutture di acciaio."*
- UNI EN 1994: *"Eurocodice 4 – Progettazione delle strutture composte acciaio-calcestruzzo."*
- UNI EN 1998-1: *"Eurocodice 8 – Progettazione delle strutture per la resistenza sismica – Parte 1: Regole generali, azioni sismiche e regole per gli edifici."*
- UNI EN 1998-2: *"Eurocodice 8 – Progettazione delle strutture per la resistenza sismica – Parte 2: Ponti."*
- UNI EN 1998-3: *"Eurocodice 8 – Progettazione delle strutture per la resistenza sismica – Parte 3: Valutazione e adeguamento degli edifici."*
- UNI EN 1998-5: *"Eurocodice 8 – Progettazione delle strutture per la resistenza sismica – Parte 5: Fondazioni, strutture di contenimento ed aspetti geotecnici."*
- Consiglio Nazionale delle Ricerche - CNR-DT 200 R1/2013: *"Istruzioni per la progettazione, l'esecuzione ed il controllo di interventi di consolidamento statico mediante l'utilizzo di compositi fibrorinforzati. Materiali, strutture di c.a. e di c.a.p., strutture murarie."*
- *"Linee guida per la classificazione e gestione del rischio, la valutazione della sicurezza ed il monitoraggio dei ponti esistenti"* allegate al parere del Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici n.88/2019, espresso in modalità "agile" a distanza dall'Assemblea Generale in data 17.04.2020.
- Decreto Ministeriale 5 Novembre 2001 *"Norme funzionali e geometriche per la costruzione delle strade"*.

## 2 CONVENZIONI GENERALI

Le unità di misura utilizzate sono quelle relative al sistema internazionale, ovvero:

- Lunghezze: m
- Forze: kN
- Coppie: kNm
- Tensioni: MPa

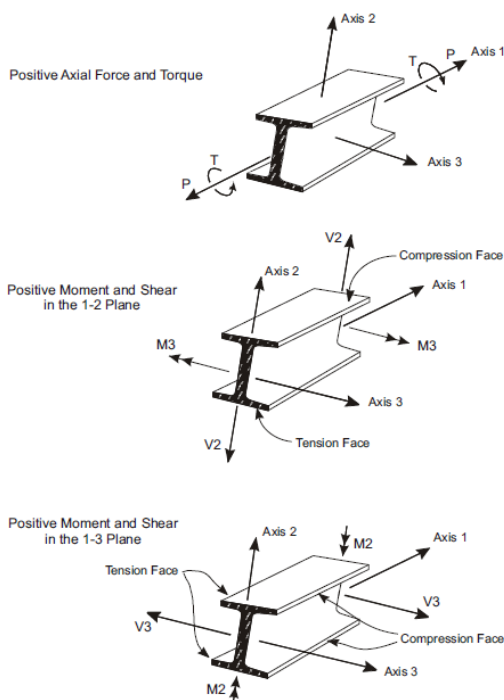
Per quanto riguarda le convenzioni di segno, si considerano, in generale, positive le compressioni.

Convenzioni specifiche verranno riportate nel prosieguo della presente relazione.

Si farà riferimento, di norma, a sistemi di riferimento di tipo cartesiano ortogonale, in cui il piano x-y è orizzontale e l'asse z verticale, diretto secondo la gravità.

Per quanto riguarda le azioni interne negli elementi, salvo diversamente specificato, si indicherà con:

$P$ (o $N$ )	Azione assiale
$V_2$ (o $V_y$ )	Azione tagliante agente direzione dell'asse 2 (o $y$ )
$V_3$ (o $V_x$ )	Azione tagliante agente direzione dell'asse 3 (o $x$ )
$T$	Momento torcente
$M_2$ (o $M_y$ )	Momento flettente agente attorno all'asse 2 (o $y$ )
$M_3$ (o $M_x$ )	Momento flettente agente attorno all'asse 3 (o $x$ )



### 3 INTRODUZIONE

La **valutazione della sicurezza** di una struttura esistente è un procedimento quantitativo, volto a determinare l'entità delle azioni (statiche e sismiche) che la struttura è in grado di sostenere con il livello di sicurezza minimo richiesto dalla vigente normativa.

La presente relazione ha come oggetto presentare le verifiche di sicurezza dell'intervento di adeguamento sismico delle sottostrutture del ponte esistente della SP196 denominato "Ponte Maccastorna" che serve di collegamento tra i comuni di Maccastorna e Crotta d’Adda.

#### **4 DESCRIZIONE DELL’OPERA**

Il ponte a Crotta d’Adda (CR) sulla S.P. n. 47, attraversa il Fiume Adda e serve di collegamento fra Crotta d’Adda (CR) e Maccastorna (LO). Presenta elementi e superfici ammalorate, in particolare all'intradosso dell'impalcato del ponte, sulle travi di appoggio e sulle pile in alveo. Il tratto stradale attuale è caratterizzato da: una carreggiata da 6,00 m (corrispondente ad un'unica corsia a doppio senso di marcia alternato); banchine da 1,00 m; assenza di adeguate barriere di protezione.



**Ponte a Crotta d’Adda – Stato attuale**



**Ponte a Crotta d’Adda – Stato attuale**



**Ponte a Crotta d’Adda – Stato attuale**



**Ponte a Crotta d’Adda – Stato attuale**

Per la realizzazione del Lotto funzionale prioritario nel tratto da San Rocco al Porto (CR) a Stagno Lombardo (CR) della Ciclovia Turistica Nazionale Vento è prevista la realizzazione di una passerella ciclabile parallela al ponte per l’attraversamento del fiume Adda che verrà collegata al ponte esistente. Inoltre a questo si prevede la valutazione del rischio sismico dell’opera esistente e l’eventuale adeguamento statico e sismico.

## 5 CARATTERISTICHE DEI MATERIALI

I materiali utilizzati per la realizzazione del nuovo impalcato in struttura composta acciaio calcestruzzo sono i seguenti:

### Calcestruzzo per ringrosso delle pile

Classe di resistenza	C32/40
Resistenza cubica caratteristica	$R_{ck}=40$ MPa
Resistenza cilindrica caratteristica	$f_{ck}=32$ MPa
Modulo elastico	$E_c= 33\,346$ MPa
Contenuto minimo di cemento	300 kg/mc
Rapporto a/c	0,4
Classe di consistenza	S4
Massima dimensione dell'aggregato	16 mm
Copriferro*	25 mm

\* Elementi soggetti a procedura di verifica del copriferro che prevede la non accettazione di elementi non conformi.

### Acciaio per strutture in c.a.

Classe acciaio B450C	
Tensione caratteristica di rottura	$f_{tk}= 540$ MPa
Tensione caratteristica di snervamento	$f_{yk}= 450$ MPa
Modulo elastico	$E_s= 210000$ MPa

## 6 VITA NOMINALE, CLASSE D'USO, PERIODO DI RIFERIMENTO, CLASSE DI ESPOSIZIONE

Con riferimento ai tipi di costruzione descritti nella tabella 2.4.I delle NTC, l'opera oggetto di analisi è definibile come “*opera ordinaria*”, pertanto la sua vita nominale è pari a 50 anni ( $V_N \geq 50$  anni).

**Tab. 2.4.I – Valori minimi della Vita nominale  $V_N$  di progetto per i diversi tipi di costruzioni**

TIPI DI COSTRUZIONI		Valori minimi di $V_N$ (anni)
1	Costruzioni temporanee e provvisorie	10
2	Costruzioni con livelli di prestazioni ordinari	50
3	Costruzioni con livelli di prestazioni elevati	100

Per quanto riguarda le conseguenze di una interruzione di operatività o di un eventuale collasso in presenza di azioni sismiche, la costruzione oggetto di analisi può essere definita come appartenente alla classe d'uso IV (**classe IV**).

*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 DM 5/11/2001, 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.

Il coefficiente d'uso,  $C_U$ , pertanto risulta essere pari a 2,00.

**Tab. 2.4.II – Valori del coefficiente d'uso  $C_U$**

CLASSE D'USO	I	II	III	IV
COEFFICIENTE $C_U$	0,7	1,0	1,5	2,0

Il periodo di riferimento,  $V_R$ , quindi, diventa:

$$V_R = V_N C_U = 50 \times 2,0 = 100 \text{ anni.}$$

Per quanto riguarda la classe di esposizione per il caso in esame si considerano:

Corrosione indotta da carbonatazione: XC4

Attacco dei cicli gelo/disgelo con o senza sali disgelanti: XF1

	Classi di esposizione																	
	Nessun rischio di corrosione o attacco	Corrosione da carbonatazione				Corrosione da cloruri						Attacco gelo/disgelo				Ambienti chimici aggressivi		
						Acqua marina			Altri cloruri (diversi dall'acqua di mare)									
		X0	XC1	XC2	XC3	XC4	XS1	XS2	XS3	XD1	XD2	XD3	XF1	XF2	XF3	XF4	XA1	XA2
Rapporto massimo a/c	-	0,65	0,60	0,55	0,50	0,50	0,45	0,45	0,55	0,55	0,45	0,55	0,55	0,50	0,45	0,55	0,50	0,45
Classe di resistenza minima	C12/15	C20/25	C25/30	C30/37	C30/37	C30/37	C35/45	C35/45	C30/37	C30/37	C35/45	C30/37	C25/30	C30/37	C30/37	C30/37	C30/37	C35/45
Contenuto minimo di cemento (kg/m³)	-	260	280	280	300	300	320	340	300	300	320	300	300	320	340	300	320	360
Contenuto minimo di aria (%)	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	4,0 <sup>(1)</sup>	4,0 <sup>(1)</sup>	4,0 <sup>(1)</sup>	-	-	-
Altri requisiti												Aggregati in accordo alla EN 12620 con sufficiente resistenza al gelo/disgelo				Cemento resistente ai solfati <sup>(2)</sup>		
a)	Quando il calcestruzzo non contiene aria aggiunta, le sue prestazioni dovrebbero essere verificate conformemente ad un metodo di prova appropriato rispetto ad un calcestruzzo per il quale è provata la resistenza al gelo/disgelo per la relativa classe di esposizione.																	
b)	Qualora la presenza di SO <sub>4</sub> comporti le classi di esposizione XA2 e XA3, è essenziale utilizzare un cemento resistente ai solfati. Se il cemento è classificato a moderata o ad alta resistenza ai solfati, il cemento dovrebbe essere utilizzato in classe di esposizione XA2 (e in classe di esposizione XA1 se applicabile) e il cemento ad alta resistenza, ai solfati dovrebbe essere utilizzato in classe di esposizione XA3.																	

## 7 CALCOLO DELLA STRUTTURA

### 7.1 Analisi dei carichi

#### 7.1.1 Peso proprio degli elementi strutturali ( $g_1$ )

Il peso proprio degli elementi strutturali è valutato automaticamente dal programma di calcolo note le caratteristiche della sezione, considerando un peso specifico del calcestruzzo armato pari a 25,00 kN/m<sup>3</sup> e dell'acciaio pari a 78,50 kN/m<sup>3</sup>.

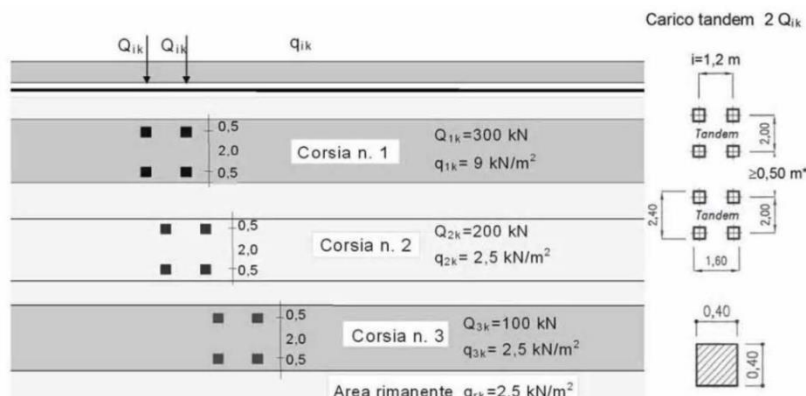
#### 7.1.2 Carichi permanenti portati ( $g_2$ )

I carichi permanenti portati che insistono sull'impalcato sono di seguito riportati:

Pavimentazione:	3,00 kN/m <sup>2</sup> ;
Cordolo (h = 15 cm):	3,75 kN/m <sup>2</sup> ;
Barriera di sicurezza:	1,50 kN/m;
New Jersey:	8,00 kN/m;
Veletta:	1,00 kN/m.

#### 7.1.3 Carichi mobili ( $q_1$ )

I carichi da traffico transitanti sui ponti sono definiti nella norma D.M. 17 gennaio 2018 e relativa Circolare esplicativa n.7 del 21 gennaio 2019. Con riferimento al caso di ponti per il transito di carichi mobili, ai fini delle verifiche globali della struttura e dei sostegni, si ricorre allo schema di carico 1, composto da carichi concentrati su due assi in tandem, di intensità paria  $Q_{ik}$ , applicati su impronte di pneumatico di forma quadrata e lato 40 cm, e da carichi uniformemente distribuiti sull'intera corsia convenzionale, di intensità pari a  $q_{ik}$ . Il valore del carico tandem  $Q_{ik}$  e del carico distribuito  $q_{ik}$  varia a seconda della corsia convenzionale considerata, come descritto nello schema seguente:



**Tab. 5.1.II - Intensità dei carichi  $Q_{ik}$  e  $q_{ik}$  per le diverse corsie**

Posizione	Carico asse $Q_{ik}$ [kN]	$q_{ik}$ [kN/m²]
Corsia Numero 1	300	9,00
Corsia Numero 2	200	2,50
Corsia Numero 3	100	2,50
Altre corsie	0,00	2,50

I carichi mobili forniti dalla normativa sono comprensivi degli effetti dinamici per pavimentazioni di media rugosità.

Le corsie convenzionali agenti sull'impalcato sono state posizionate, di caso in caso, in modo da massimizzare le sollecitazioni di interesse per ciascun elemento strutturale oggetto di analisi e verifica.

#### 7.1.4 Azione del vento ( $q_{vento}$ )

Per quanto riguarda il carico da vento si fa riferimento a quanto indicato al capitolo 3.3 del D.M. 17 gennaio 2018 e relativa Circolare esplicativa n.7 del 21 gennaio 2019. La norma tuttavia non risulta essere particolarmente chiara in materia di ponti, pertanto, ai fini della valutazione del carico da vento si fa riferimento, se non in contrasto con le NTC, all'Eurocodice 1 parte 4.

L'azione del vento è assimilata ad un carico orizzontale statico, diretto ortogonalmente all'asse del ponte e agente sulla proiezione nel piano verticale delle superfici direttamente investite. In caso di ponte carico, la superficie dei veicoli transitanti sul ponte esposta al vento si assimila ad una parete rettangolare continua dell'altezza di 3,00 m a partire dal piano stradale.

Con riferimento a ponti stradali l'azione caratteristica del vento può essere ricavata dalla seguente espressione:

$$F_{wk,i} = 0,5 \rho v_b^2 c_e c_d c_{p,i} A_{ref,i}$$

Con:

- $\rho$  densità dell'aria assunta convenzionalmente pari a 1,25 kg/m³;
- $v_b$  velocità di riferimento del vento;
- $c_e$  coefficiente di esposizione;
- $c_d$  coefficiente dinamico;
- $c_{p,i}$  coefficiente di forma in direzione "i";
- $A_{ref,i}$  area di riferimento in direzione "i".

Di tale forza si considerano solamente le due componenti:

- $F_{wk,x}$ : orizzontale trasversale all'impalcato;

$F_{wk,z}$ : verticale perpendicolare all'impalcato.

La componente  $F_{wk,y}$ , lungo l'asse longitudinale del ponte, non risulta essere significativa per il caso in esame.

#### Componente in direzione x (trasversale)

Il valore dell'azione caratteristica (combinazione con i carichi mobili) del vento in direzione x vale:

$$F_{wk,x} = 0,5 \rho v_b^2 c_e c_d c_{p,x} A_{ref,x}$$

L'area di riferimento per l'impalcato è pari a  $A_{ref,x} = d_{tot} \times L$ , in cui  $d_{tot}$  è valutata considerando la superficie dei carichi transitanti sul ponte esposta al vento, assimilata ad una parete rettangolare continua con altezza pari a 3,00 m a partire dal piano stradale.

L'area di riferimento per la pila è pari a  $A_{ref,x} = b \times H$  (lato x altezza), ossia la superficie di prospetto laterale esposta al vento.

Il coefficiente di forma in direzione x per l'impalcato (trasversale) è definito come:

$$c_{p,x} = c_{fx,0} \times \min\{[1+(3/100)\arctan(p); 1,25\} \times \max\{[1-(0,5/100)\alpha; 0,70\}$$

in cui:

$c_{fx,0}$  coefficiente di forza relativo all'impalcato senza flusso di estremità libera;

$p$  pendenza trasversale dell'impalcato;

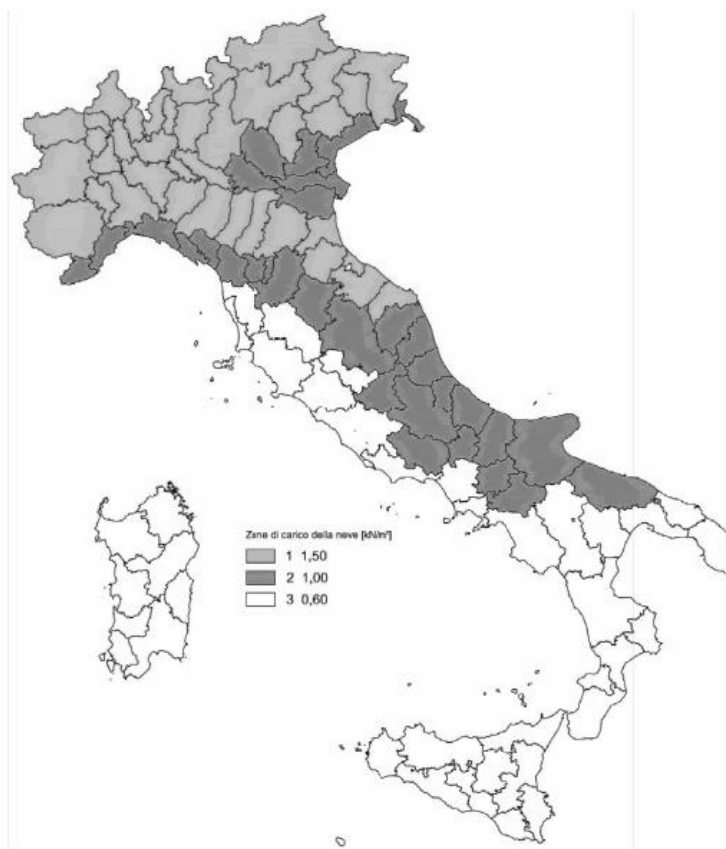
$\alpha$  inclinazione della trave rispetto alla verticale.

Il coefficiente di forma in direzione x per le pile (trasversale), consente di definire una azione del vento uniformemente distribuita lungo il fusto sia in direzione trasversale che longitudinale adottando gli opportuni coefficienti di forma:

$$c_{p,x} = C_{f,0} \psi_\lambda \psi_r$$

#### 7.1.5 Azione della neve ( $q_5$ -neve)

Per quanto riguarda l'azione della neve questo viene valutato secondo quanto previsto nel paragrafo 3.4.1 delle NTC 2018. Questo carico viene assunto come applicato in direzione verticale ed il suo valore viene assegnato in funzione della posizione dell'opera nel territorio nazionale.



**Zone di carico della neve**

In questo caso l'opera è situata nella regione Lombardia, tra le provincie di Lodi e Cremona e per questo motivo ricade nella classificazione di Zona 1 – Mediterranea essendo il carico distribuito dovuto all'azione della neve uguale a  $q_{neve} = 1.50 \text{ kN/m}^2$  che corrisponde ad una altezza minore di 200 mslm.

#### 7.1.6 Effetti della temperatura ( $q_7$ )

I criteri per la determinazione degli effetti della temperatura sono contenuti nel capitolo 3.5 del D.M. 17 gennaio 2018. Dal momento che la normativa italiana non riporta prescrizioni specifiche per il calcolo degli effetti della temperatura per i ponti (in particolare i gradienti termici), si farà riferimento ai criteri contenuti negli Eurocodici, in particolare all'Eurocodice EN 1991-1-5.

##### Componente termica uniforme

$$T_{max} = +42 - 2 a_s/1000 = +42 \text{ } ^\circ\text{C}$$

$$T_{min} = -2 - 9 a_s/1000 = -9 \text{ } ^\circ\text{C}$$

#### 7.1.7 Cedimenti vincolari ( $\epsilon_4$ )

Si ritiene lecito assumere che allo stato attuale la struttura sia completamente assestata e, quindi, esente da effetti indotti da cedimenti vincolari differenziali tra le pile.

### 7.1.8 Azione sismica (E)

#### **PREMESSA**

Secondo il D.M. 2018 l'azione sismica è valutata a partire dalla "pericolosità sismica di base" del sito di costruzione, definita in termini di ordinate dello spettro di risposta elastico in accelerazione,  $S_e(T)$ , con riferimento a prefissate probabilità di superamento,  $P_R$ , nel periodo di riferimento,  $V_R$ , definito come:  $V_R = V_N c_u$ . Per la struttura in esame si considera una vita nominale  $V_N = 50$  anni, una classe d'uso IV e, quindi, un coefficiente d'uso  $c_u = 2,0$ . Si deduce, pertanto, un periodo di riferimento  $V_R = 50 \times 2,0 = 100$  anni.

La probabilità di superamento nel periodo di riferimento,  $P_{VR}$ , ed il periodo di riferimento,  $T_R$ , a cui riferirsi per descrivere l'azione sismica agente in ciascuno degli stati limite indicati dalla normativa valgono:

Stato limite		$P_{VR}$ [%]	$T_R$ [anni]
SLE	SLO	81	60
	SLD	63	101
SLU	SLV	10	949
	SLC	5	1 950

Noto il periodo di ritorno dell'azione sismica, si possono definire le forme spettrali, a partire dai parametri di riferimento su sito di riferimento rigido orizzontale.

Stato limite		$T_R$ [anni]	$a_g$ [g]	$F_0$	$T^*_c$ [s]
SLE	SLO	60	0.052	2.578	0.263
	SLD	101	0.061	2.602	0.280
SLU	SLV	949	0.123	2.598	0.320
	SLC	1950	0.133	2.598	0.324

La normativa precisa che l'azione sismica è caratterizzata da tre componenti traslazionali, due orizzontali ed una verticale, da considerare tra loro indipendenti. Le due componenti ortogonali indipendenti che descrivono il moto orizzontale sono caratterizzate dallo stesso spettro di risposta, la componente che descrive il moto verticale, invece, è descritta da un proprio spettro di risposta.

Ai fini della completa definizione dell'azione sismica, pertanto, sono necessari due spettri di risposta, uno per le componenti orizzontali ed uno per la componente verticale.

#### **DEFINIZIONE DEL FATTORE DI COMPORTAMENTO $q$**

Ai fini della definizione dell'azione sismica, per le due componenti orizzontali e per la componente verticale, è stato adottato un fattore di comportamento  $q$  pari a 1, quindi, di fatto, l'azione sismica è stata computata considerando lo spettro elastico.

**DEFINIZIONE DELLA MASSA SISMICA**

In accordo con quanto prescritto dalla normativa al punto 2.5.3, gli effetti dell'azione sismica devono essere valutati tenendo conto delle masse associate ai seguenti carichi gravitazionali:

$$G_1 + G_2 + \sum_j \psi_{2j} Q_{kj}$$

**SPETTRO DI RISPOSTA ELASTICO IN ACCELERAZIONE**

La capacità della struttura di sopportare le azioni sismiche in campo non lineare, permette di considerare azioni sismiche minori di quelle corrispondenti ad una risposta elastica lineare. Per evitare di compiere analisi strutturali inelastiche, in fase di progettazione, la capacità della struttura di dissipare energia, mediante il comportamento duttile dei suoi elementi e/o altri meccanismi, può essere tenuta in conto svolgendo un'analisi elastica basata su uno spettro di risposta ridotto rispetto a quello puramente elastico (*spettro di progetto*). Questa riduzione è ottenuta abbattendo le ordinate dello spettro elastico attraverso il fattore di comportamento  $q$ , definito in precedenza.

Per il caso in esame, avendo deciso di assumere un fattore di comportamento  $q=1$ , lo spettro di progetto coincide con lo spettro elastico.

Localizzazione geografica:

Lat. : 45°8'47" N

Long. : 9°51'16" E

Vita nominale  $V_N = 50$  anni

Classe d'uso IV

Coefficiente d'uso  $C_U = 2,0$

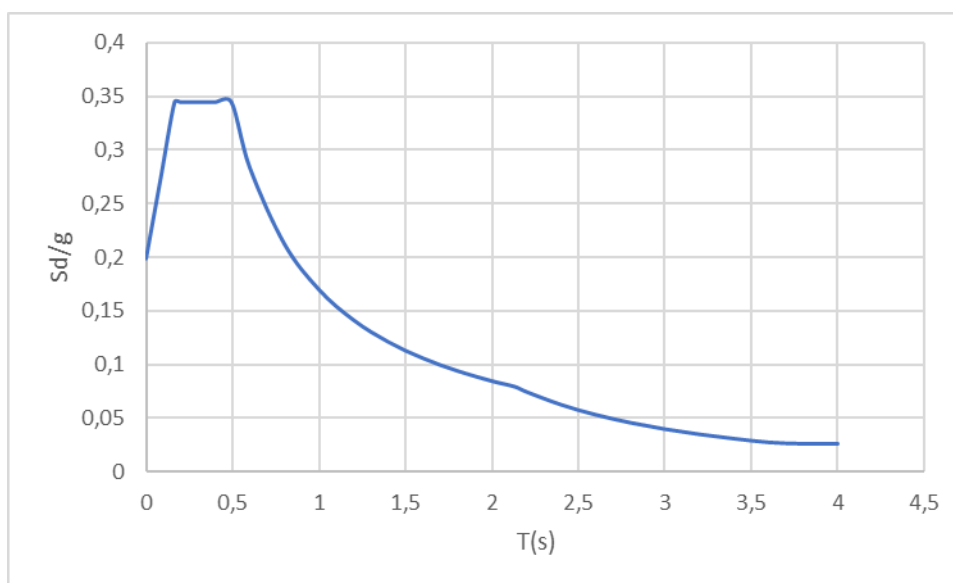
Categoria Sottosuolo C

Categoria Topografica T1

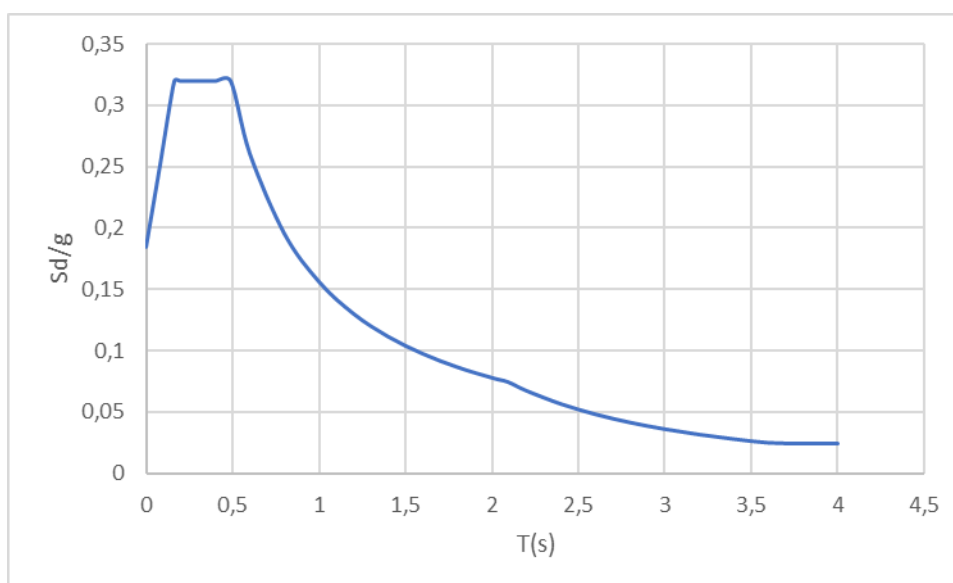
Sulla base di quanto sopra esposto, si riportano nel seguito i parametri e gli spettri di risposta di progetto (ossia elastici, in quanto  $q_H = q_V = 1,0$ ) della componente orizzontale e della componente verticale per gli stati limite ultimi (SLV) e per gli stati limite di esercizio (SLD), forniti dal geologo.

Spettri per componente orizzontale del sisma

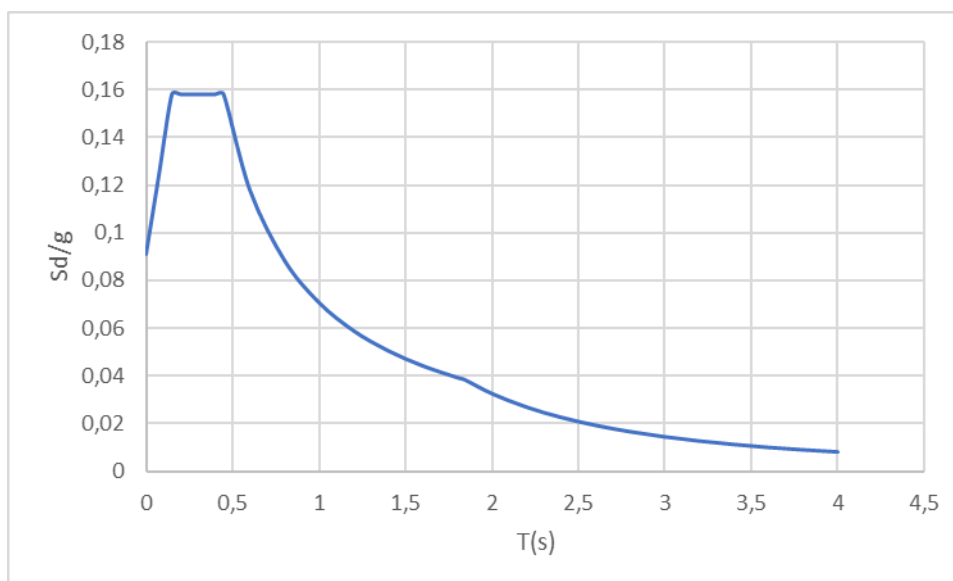
SLC



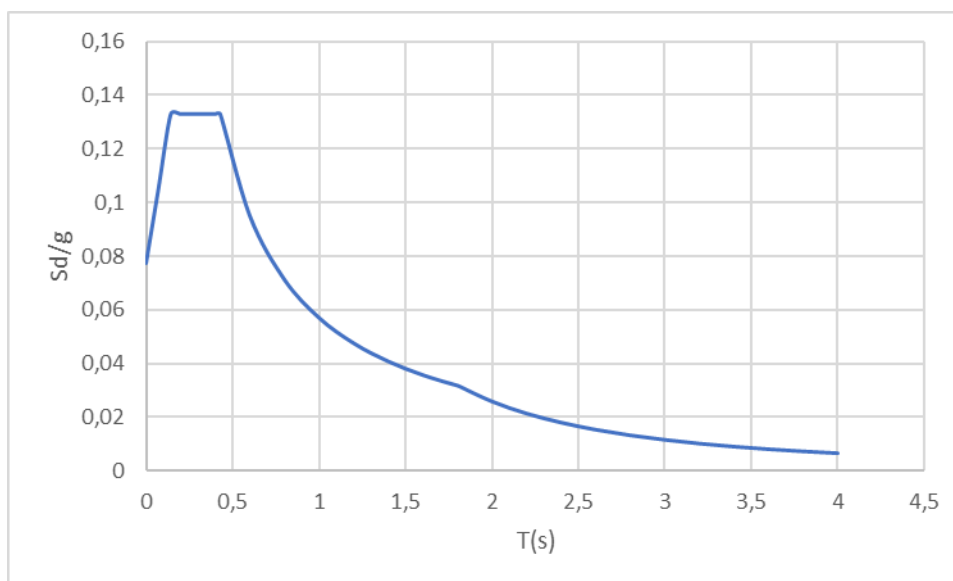
SLV



**SLD**

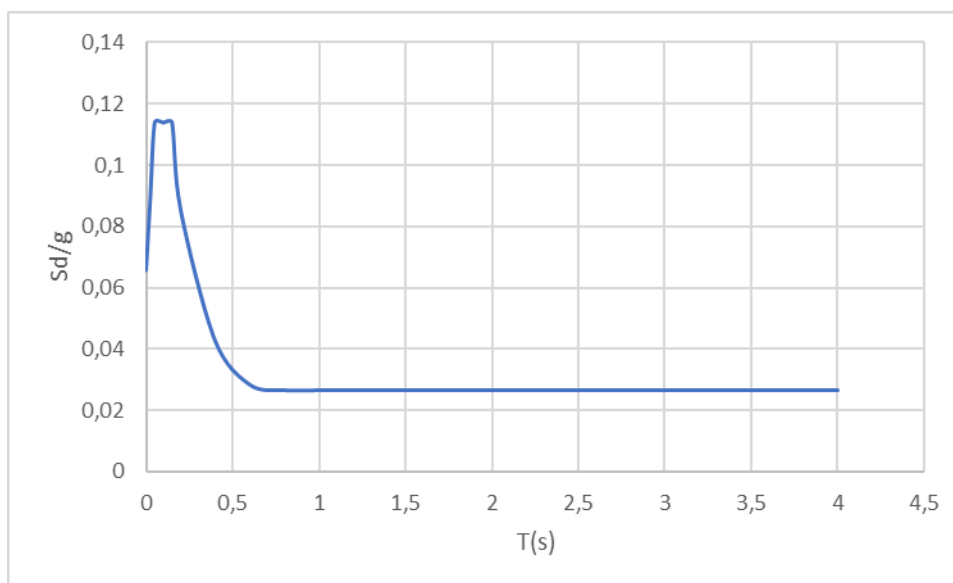


**SLO**

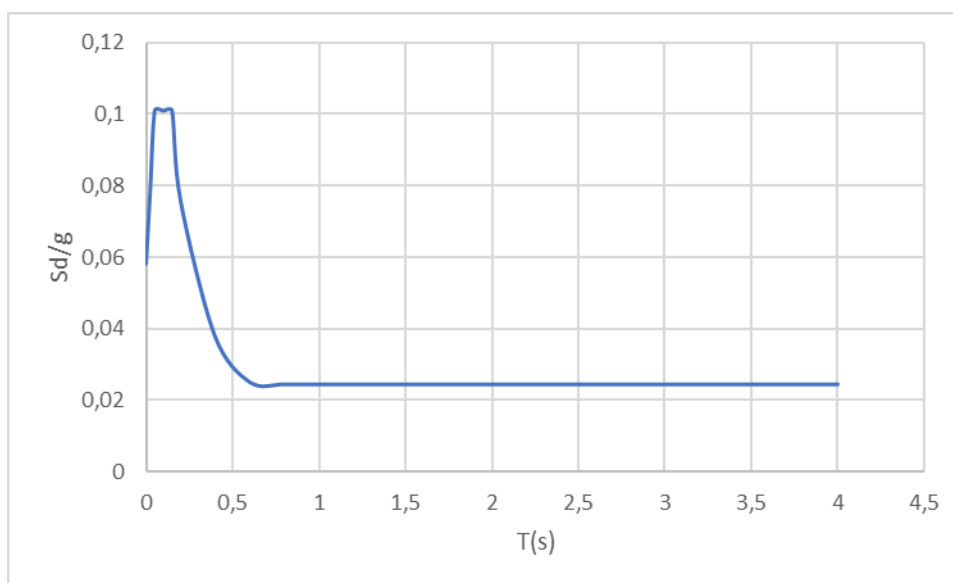


Spettri per componente verticale del sisma

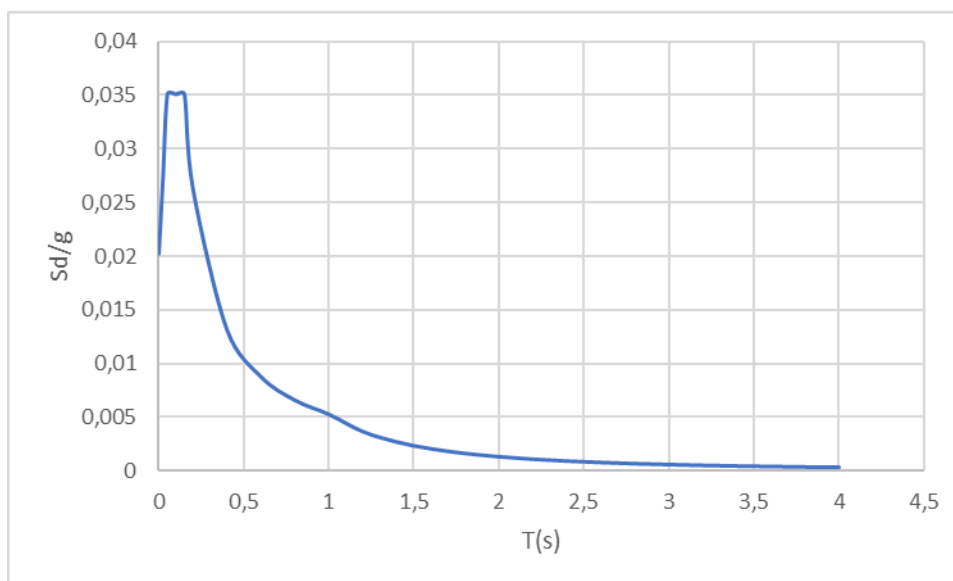
SLC



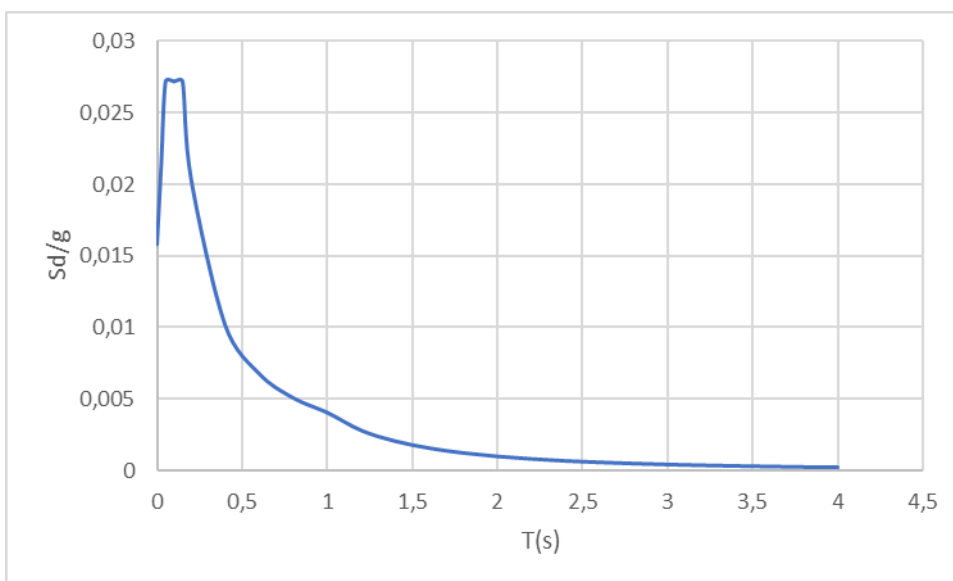
SLV



### SLD



### SLO

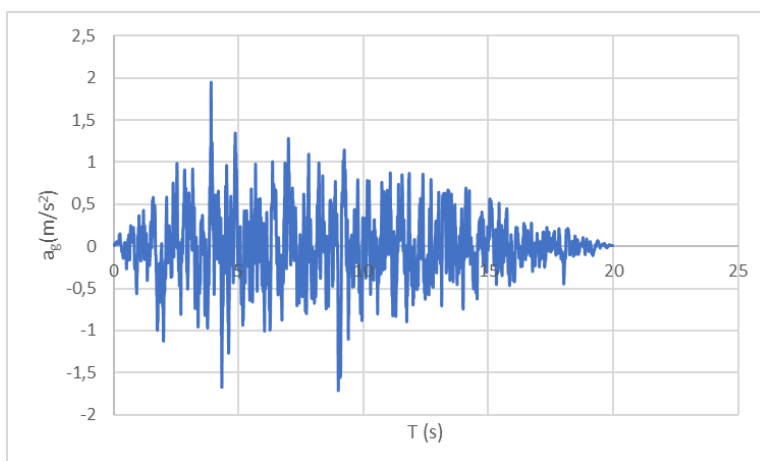
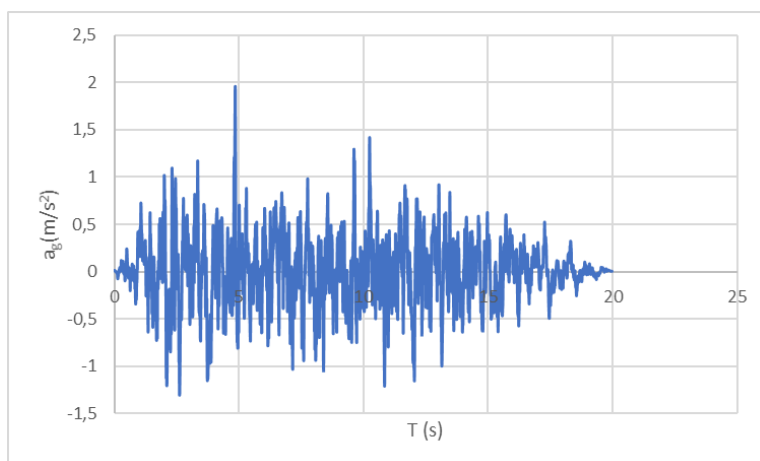
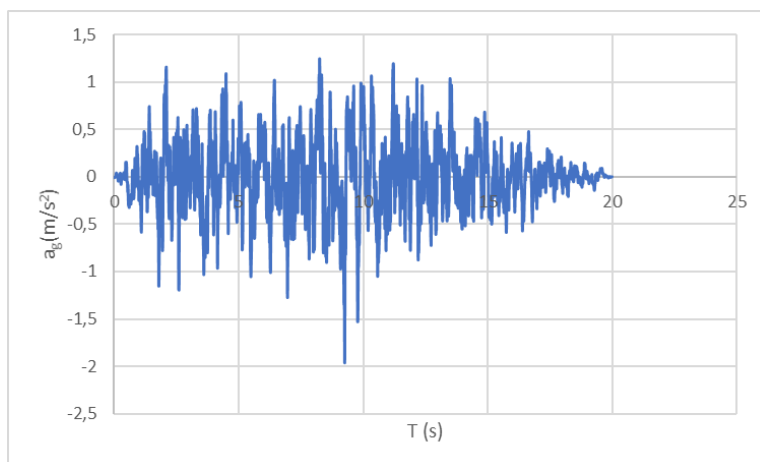


I picchi di accelerazione rilevati in fase di indagine geologica hanno suggerito l'adozione di una analisi che potesse restituire il comportamento strutturale il più fedele possibile alla realtà. L'analisi dinamica, pertanto, è stata effettuata in campo non lineare con integrazione al passo nel dominio del tempo delle equazioni del moto (Analisi Time History).

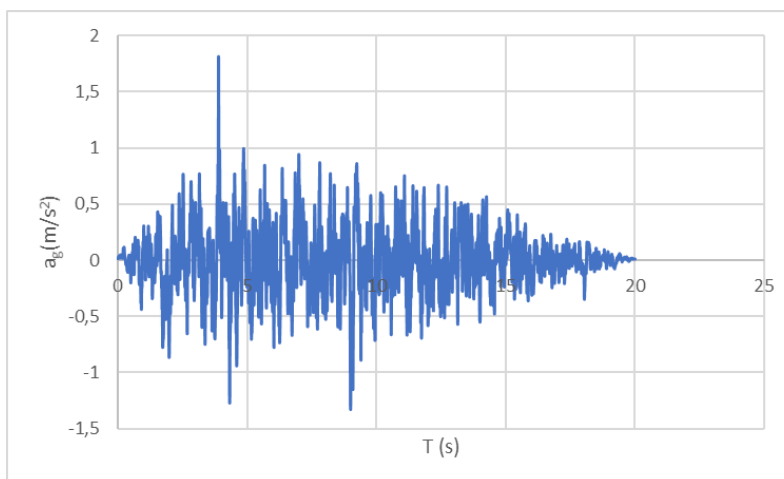
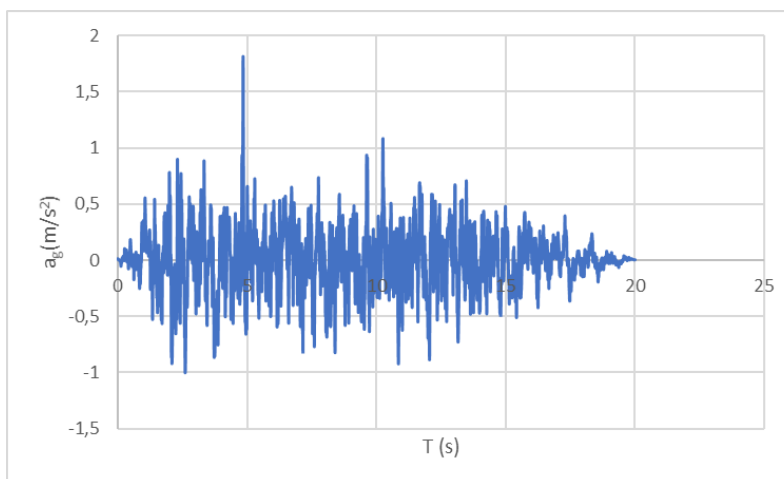
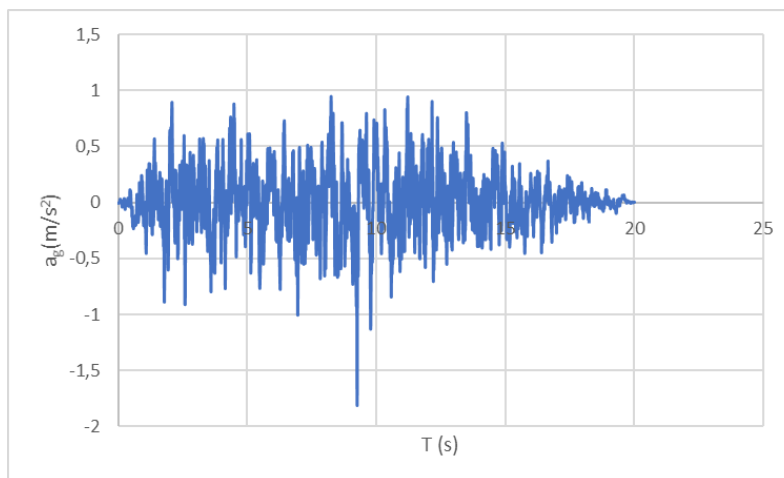
Sulla base di questa scelta, il segnale sismico è stato implementato attraverso accelerogrammi artificiali spettro compatibili. Si riportano nel seguito gli accelerogrammi adottati nelle analisi. In base alle indicazioni delle NTC 2018 nel paragrafo 7.3.5 vengono adottate 3 storie temporali statisticamente indipendenti e gli effetti sulla struttura vengono valutati utilizzando i valori più sfavorevoli.

Componente orizzontale

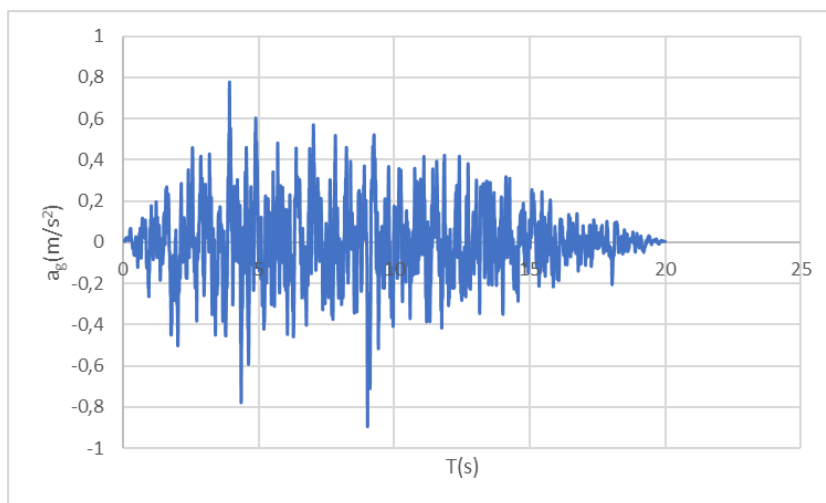
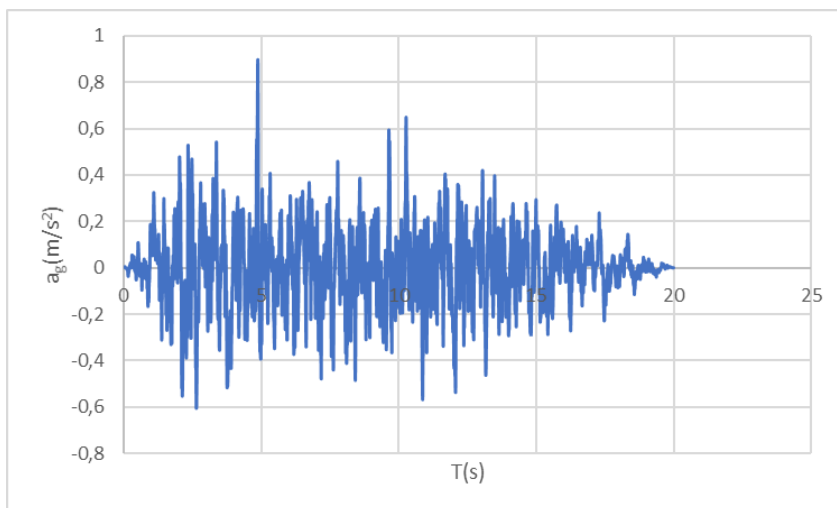
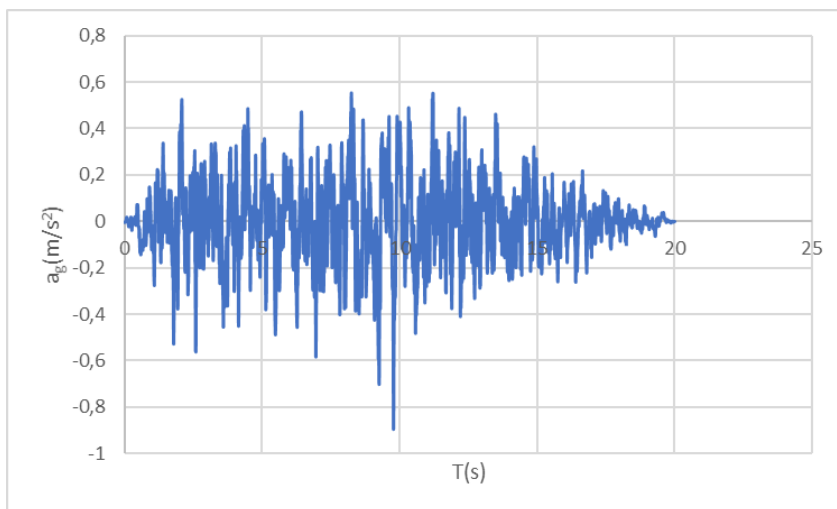
SLC



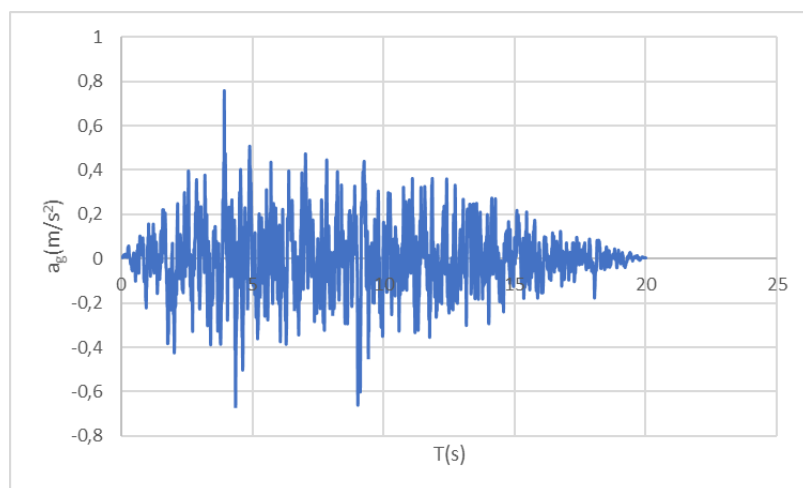
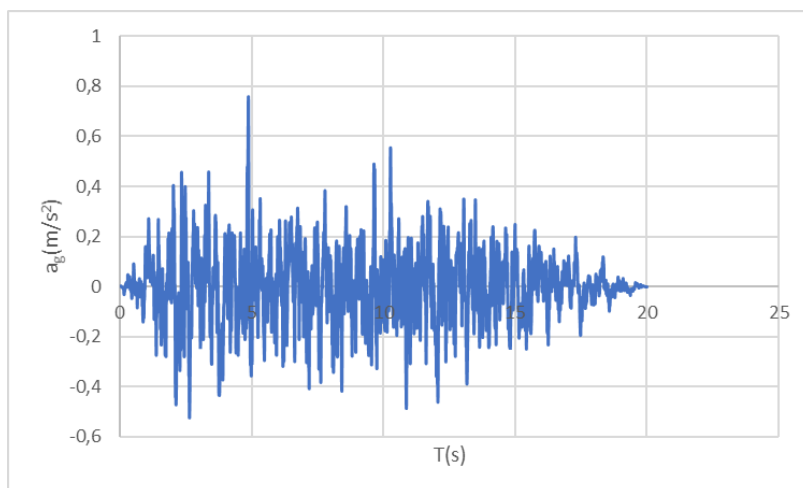
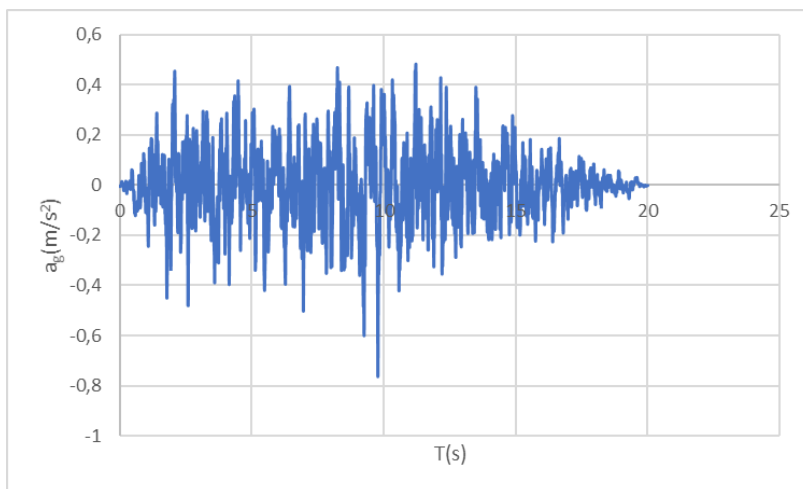
**SLV**



SLD

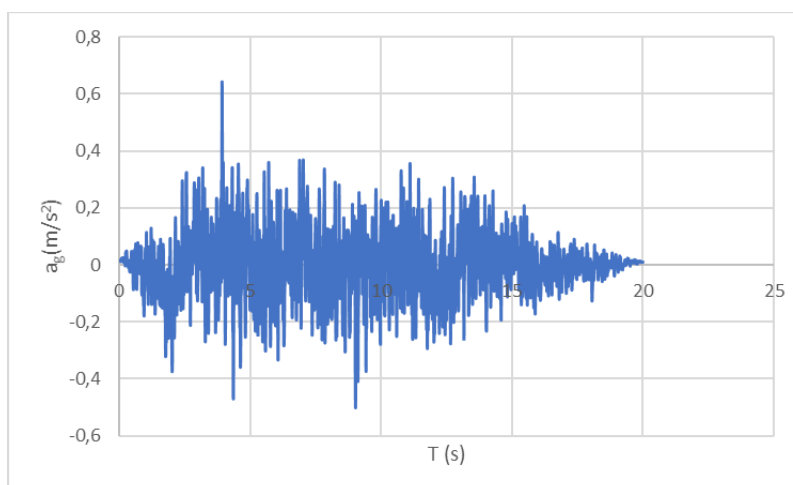
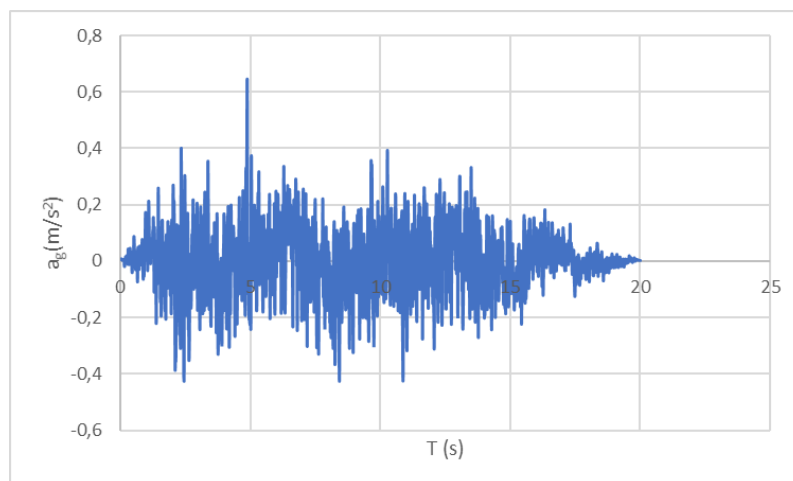
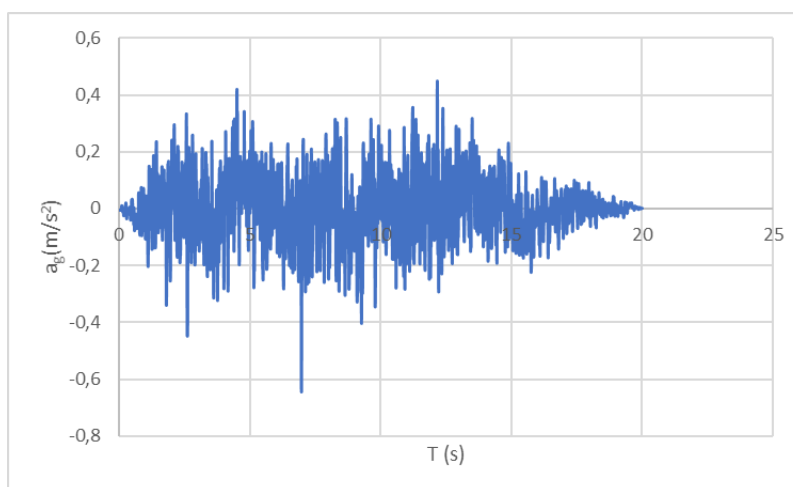


**SLO**

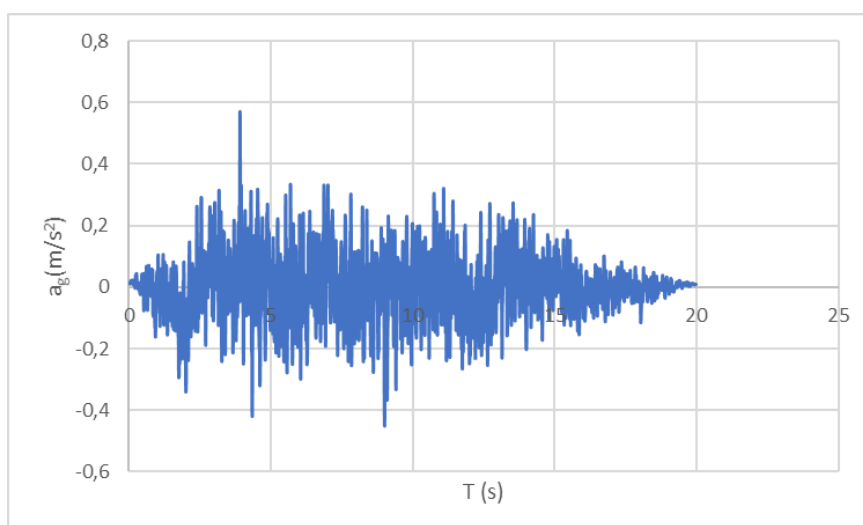
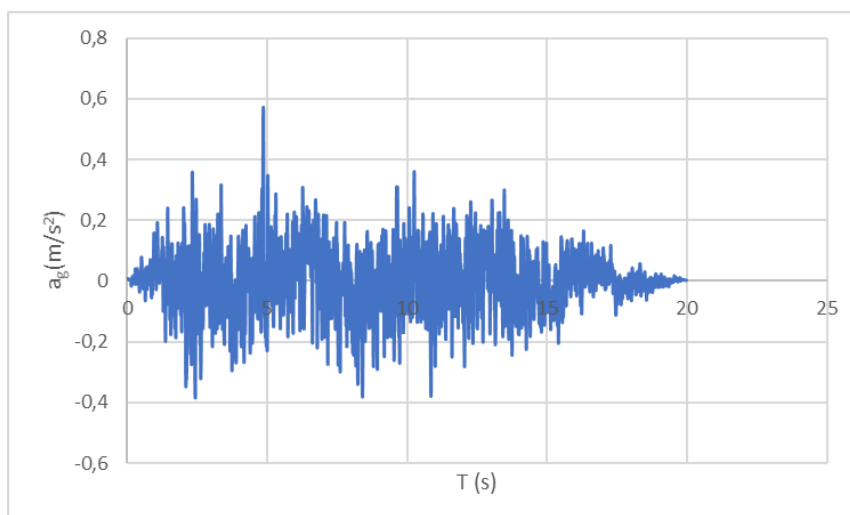
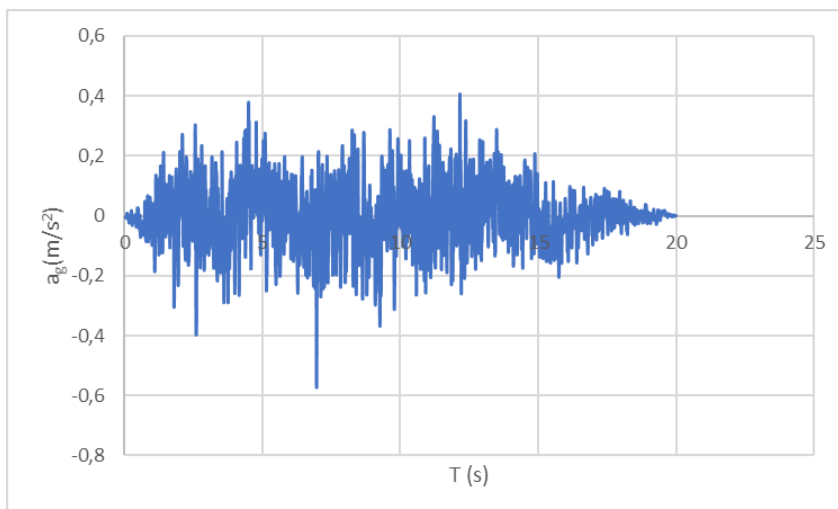


Componente verticale

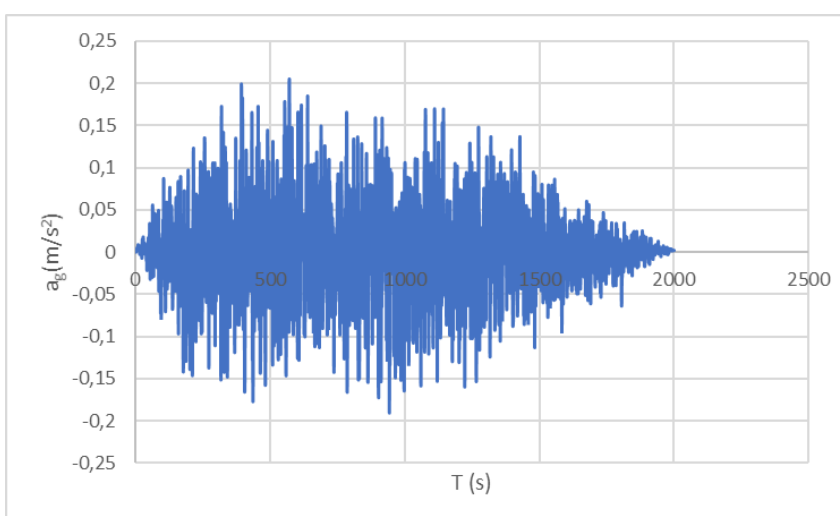
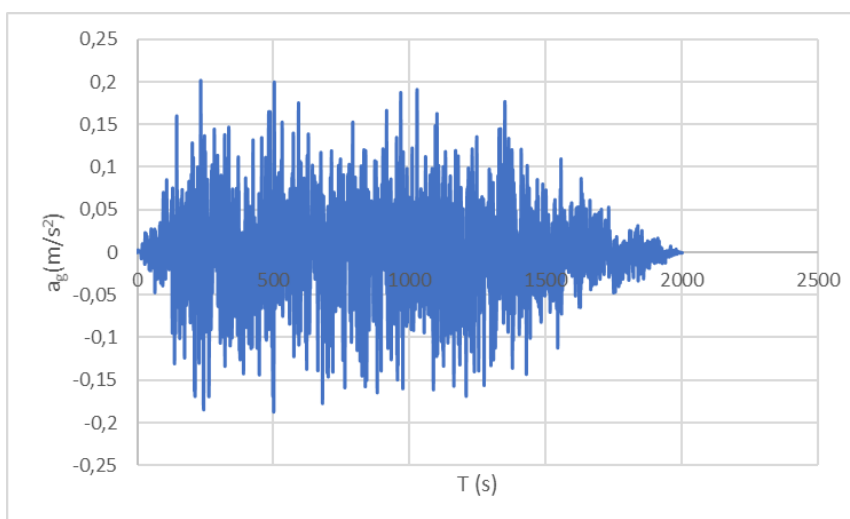
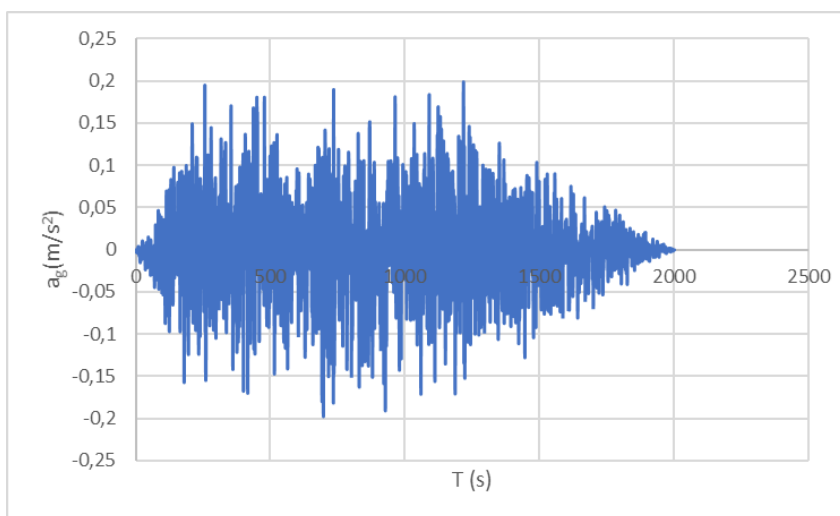
SLC



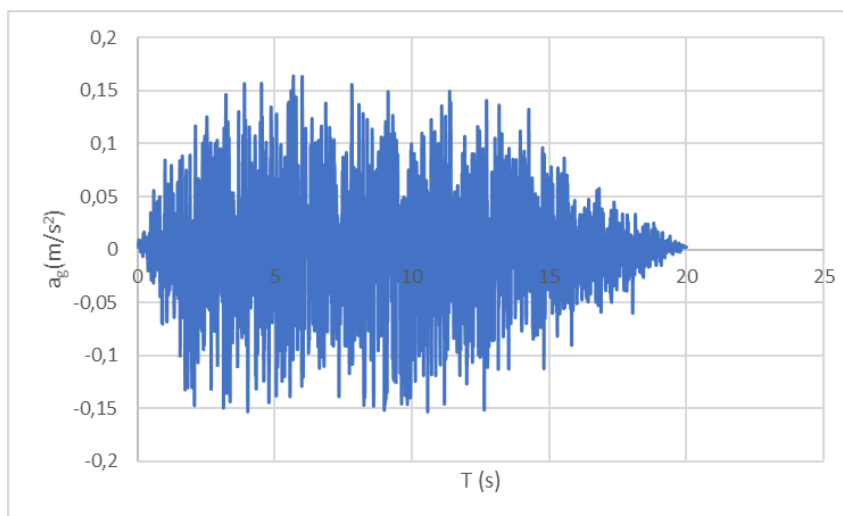
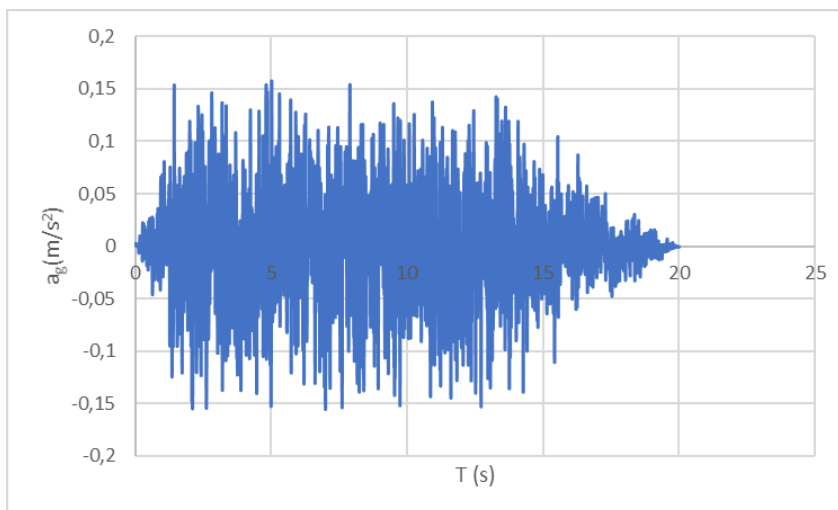
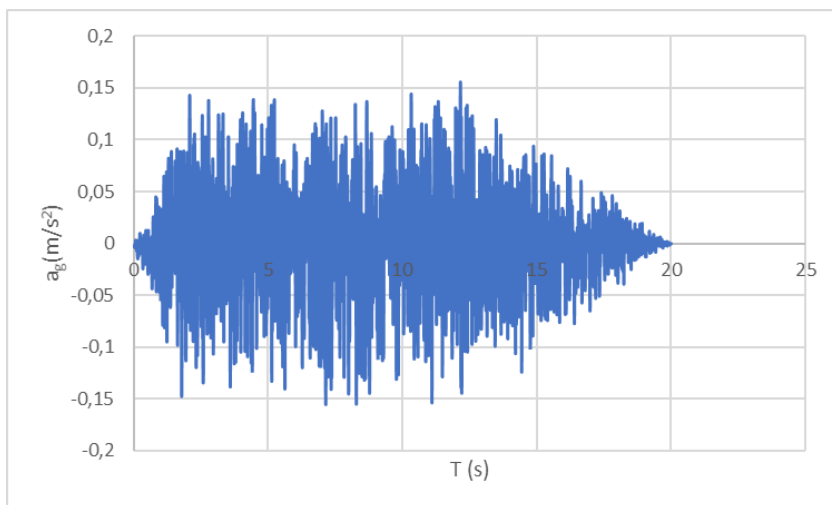
SLV



**SLD**



SLO



## 7.2 Combinazioni di carico

### 7.2.1 Introduzione

Le combinazioni di carico considerate sono quelle indicate dal D.M. 17 gennaio 2018 al punto 5.1.3.14. Tali combinazioni devono essere stabilite in modo da garantire la sicurezza in conformità a quanto prescritto dalla normativa.

I carichi di interesse ai fini della verifica del viadotto, secondo la definizione riportata dalla suddetta normativa, sono:

- *Azioni permanenti:*

- peso proprio degli elementi strutturali:  $g_1$ ;
- carichi permanenti portati:  $g_2$  (pavimentazione stradale, marciapiedi, barriere acustiche, barriere di sicurezza stradale, parapetti, finiture, sistema di smaltimento acque, attrezzature stradali, rinfianchi e simili);
- altre azioni permanenti:  $g_3$  (spinta delle terre, spinte idrauliche, ecc.);

- *Distorsioni e deformazioni impresse:*

- distorsioni e presollecitazioni di progetto:  $\varepsilon_1$ ;
- effetti reologici:
  - ritiro:  $\varepsilon_2$ ;
  - viscosità:  $\varepsilon_3$ ;
  - cedimenti vincolari:  $\varepsilon_4$ ;

- *Azioni variabili da traffico:*

- carichi verticali:  $q_1$ ;

- *Azioni variabili di vento e neve:*  $q_5$ ;

- *Azioni idrodinamiche:*  $q_6$ ;

- *Azioni della temperatura:*  $q_7$ ;

- *Azioni sismiche:*  $E$ ;

Ai fini della determinazione dei valori caratteristici delle azioni dovute al traffico, sono da considerare le combinazioni riportate nella tabella seguente:

**Tab. 5.1.IV – Valori caratteristici delle azioni dovute al traffico**

Gruppo di azioni	Carichi sulla superficie carrabile					Carichi su marciapiedi e piste ciclabili non sormontabili
	Carichi verticali			Carichi orizzontali		Carichi verticali
	Modello principale (schemi di carico 1, 2, 3, 4 e 6)	Veicoli speciali	Folla (Schema di carico 5)	Frenatura	Forza centrifuga	Carico uniformemente distribuito
1	Valore caratteristico					Schema di carico 5 con valore di combinazione 2,5KN/m <sup>2</sup>
2a	Valore frequente			Valore caratteristico		
2b	Valore frequente				Valore caratteristico	
3 (*)						Schema di carico 5 con valore caratteristico 5,0KN/m <sup>2</sup>
4 (**)			Schema di carico 5 con valore caratteristico 5,0KN/m <sup>2</sup>			Schema di carico 5 con valore caratteristico 5,0KN/m <sup>2</sup>
5 (***)	Da definirsi per il singolo progetto	Valore caratteristico o nominale				

(\*) Ponti pedonali  
(\*\*) Da considerare solo se richiesto dal particolare progetto (ad es. ponti in zona urbana)  
(\*\*\*) Da considerare solo se si considerano veicoli speciali

I coefficienti parziali delle azioni da assumere nell'analisi per la determinazione degli effetti delle azioni, nelle verifiche agli stati limite ultimi, valgono:

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

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

I coefficienti  $\psi_{0,j}$ ,  $\psi_{1,j}$  e  $\psi_{2,j}$  per le diverse categorie di azioni valgono:

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

Azioni	Gruppo di azioni (Tab. 5.1.IV)	Coefficiente $\psi_0$ di combi- nazione	Coefficiente $\psi_1$ (valori frequent)	Coefficiente $\psi_2$ (valori quasi permanent)
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

Le azioni devono essere combinate in modo da rispettare quanto prescritto al punto 2.5.3 del D.M. 17.01.2018

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

Il coefficiente parziale della precompressione si assume pari a 1,0.

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

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

### 7.2.2 Casi elementari di carico

Si riporta nel seguito la lista dei casi elementari di carico considerati nell'analisi:

CONDIZIONI DI CARICO	
Permanenti strutturali	$g_1$
Permanenti non strutturali	$g_2$
Folla compatta	$q_1$
Vento	$q_{vento}$
Neve	$q_{neve}$
Temperatura	$q_{temp}$
Sisma	E

### 7.2.3 Combinazioni Stato Limite Ultimo (SLU) – Statica

	COMBINAZIONI ALLO STATO LIMITE ULTIMO							
	SLU - 01		SLU - 02		SLU - 03		SLU - 04	
	SLU-01a	SLU-01b	SLU-02a	SLU-02b	SLU-03a	SLU-03b	SLU-04a	SLU-04b
$g_1$	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35
$g_2$	1,50	1,50	1,50	1,50	1,50	1,50	1,50	1,50
$q_1$	1,35	1,35	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
$q_{vento}$	0,90	0,90	1,50	1,50	0,90	0,90	0,90	0,90
$q_{neve}$	0,90	0,90	0,90	0,90	1,50	1,50	0,90	0,90
$q_{temp}^+$	0,00	0,90	0,00	0,90	0,00	0,90	0,00	1,50
$q_{temp}^-$	0,90	0,00	0,90	0,00	0,90	0,00	1,50	0,00

Con la campitura in giallo si indica il carico variabile assunto come dominante

Considerando carichi mobili e frenamento come unico carico da traffico:

- SLU-01 = folla dominante;
- SLU-02 = vento dominante ;
- SLU-03 = neve dominante;
- SLU-04 = termica dominante;

## 7.2.4 Combinazioni Stato Limite Esercizio (SLE)

COMBINAZIONI ALLO STATO LIMITE DI ESERCIZIO								
COMBINAZIONE CARATTERISTICA - RARA								
	SLER - 01		SLER - 02		SLER - 03		SLER - 04	
	SLER-01a	SLER-01b	SLER-02a	SLER-02b	SLER-03a	SLER-03b	SLER-04a	SLER-04b
$g_1$	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
$g_2$	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
$q_1$	1,00	1,00	0,75	0,75	0,75	0,75	0,75	0,75
$q_{vento}$	0,60	0,60	1,00	1,00	0,60	0,60	0,60	0,60
$q_{neve}$	0,60	0,60	0,60	0,60	1,00	1,00	0,60	0,60
$q_{temp}^{+}$	0,00	0,60	0,00	0,60	0,00	0,60	0,00	1,00
$q_{temp}^{-}$	0,60	0,00	0,60	0,00	0,60	0,00	1,00	0,00
COMBINAZIONE FREQUENTE								
	SLEF - 01		SLEF - 02		SLEF - 03		SLEF - 04	
	SLEF-01a	SLEF-01b	SLEF-02a	SLEF-02b	SLEF-03a	SLEF-03b	SLEF-04a	SLEF-04b
$g_1$	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
$g_2$	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
$q_1$	0,75	0,75	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
$q_{vento}$	0,00	0,00	0,20	0,20	0,00	0,00	0,00	0,00
$q_{neve}$	0,00	0,00	0,00	0,00	0,20	0,20	0,00	0,00
$q_{temp}^{+}$	0,00	0,50	0,00	0,50	0,00	0,50	0,00	0,60
$q_{temp}^{-}$	0,50	0,00	0,50	0,00	0,50	0,00	0,60	0,00

### Combinazione Quasi Permanente

COMBINAZIONE QUASI-PERM		
	SLEQP-01a	SLEQP-01b
$g_1$	1,00	1,00
$g_2$	1,00	1,00
$q_1$	0,00	0,00
$q_{vento}$	0,00	0,00
$q_{neve}$	0,00	0,00
$q_{temp}^{+}$	0,00	0,50
$q_{temp}^{-}$	0,50	0,00

Con la campitura in giallo si indica il carico variabile assunto come dominante.

Considerando carichi mobili e frenamento come unico carico da traffico:

SLE-01 = carichi mobili dominante;

SLE-02 = vento dominante ;

SLE-03 = neve dominante;

SLE-04 = termica dominante;

### 7.2.5 Stato Limite Salvaguardia della Vita (SLV) - Sismica SLU

	SLV - EX		SLV - EY	
	SLVEX-01	SLVEX-02	SLVEY-01	SLVEY-02
$g_1$	1,00	1,00	1,00	1,00
$g_2$	1,00	1,00	1,00	1,00
$q_{temp}^+$	0,00	0,50	0,00	0,50
$q_{temp}^-$	0,50	0,00	0,50	0,00
ESLV-XY	1,00	1,00	1,00	1,00
ESLV-YX	0,00	0,00	0,00	0,00

Nota: Nelle combinazioni sismiche non è stata considerata la presenza di carichi mobili.

### 7.2.6 Stato Limite di Collasso (SLC) - Sismica SLU

	SLC - EX		SLC - EY	
	SLCEX-01	SLCEX-02	SLCEY-01	SLCEY-02
$g_1$	1,00	1,00	1,00	1,00
$g_2$	1,00	1,00	1,00	1,00
$q_{temp}^+$	0,00	0,50	0,00	0,50
$q_{temp}^-$	0,50	0,00	0,50	0,00
ESLC-XY	1,00	1,00	1,00	1,00
ESLC-YX	0,00	0,00	0,00	0,00

Nota: Nelle combinazioni sismiche non è stata considerata la presenza di carichi mobili.

## 8 DESCRIZIONE DELL'INTERVENTO

### 8.1 Opera esistente

Il ponte a Crotta d’Adda (CR) sulla S.P. n. 47, attraversa il Fiume Adda e serve di collegamento fra Crotta d’Adda (CR) e Maccastorna (LO). Presenta elementi e superfici ammalorate, in particolare all'intradosso dell'impalcato del ponte, sulle travi di appoggio e sulle pile in alveo. Il tratto stradale attuale è caratterizzato da: una carreggiata da 6,00 m (corrispondente ad un'unica corsia a doppio senso di marcia alternato); banchine da 1,00 m; assenza di adeguate barriere di protezione.



**Ponte a Crotta d’Adda – Stato attuale**



**Ponte a Crotta d’Adda – Stato attuale**



**Ponte a Crotta d’Adda – Stato attuale**



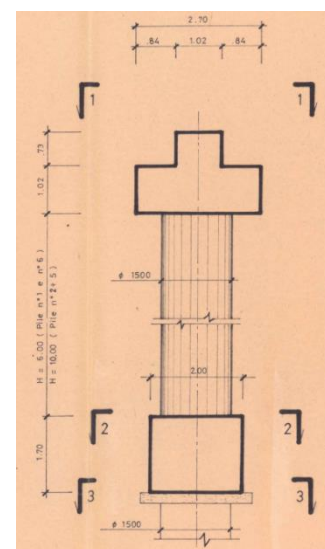
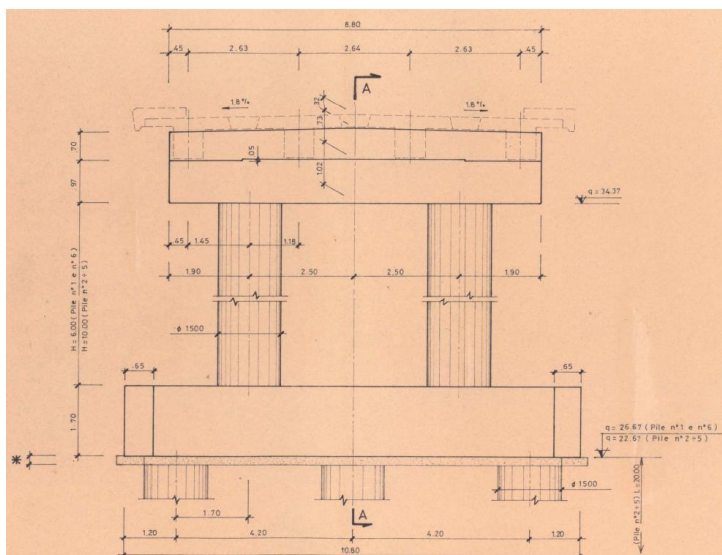
**Ponte a Crotta d’Adda – Stato attuale**

Per la realizzazione del Lotto funzionale prioritario nel tratto da San Rocco al Porto (CR) a Stagno Lombardo (CR) della Ciclovia Turistica Nazionale Vento è prevista la realizzazione di una passerella ciclabile parallela al ponte per l’attraversamento del fiume Adda che verrà collegata al ponte esistente.

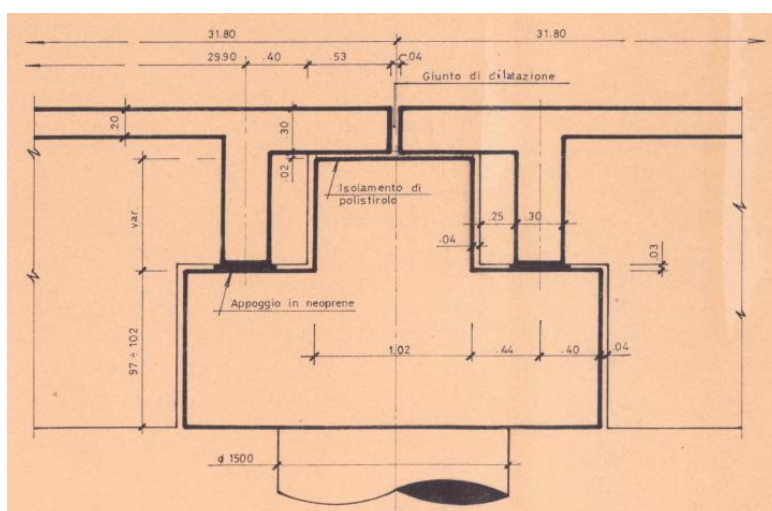
Inoltre a questo si prevede la valutazione del rischio sismico dell’opera esistente e l’eventuale adeguamento statico e sismico.

### 8.1.1 Pile e fondazioni

Le pile sono a doppio fusto, di sezione circolare e diametro pari a 1.50 m con altezza pari a 6.00m per le pile “1 e 6” e 10 m per le pile “2 – 5” Il pulvino ha una sezione a T rovescia con un'altezza massima di 1.75 m ed una larghezza massima di 2.70 m, la lunghezza totale del pulvino è 8.80 m.

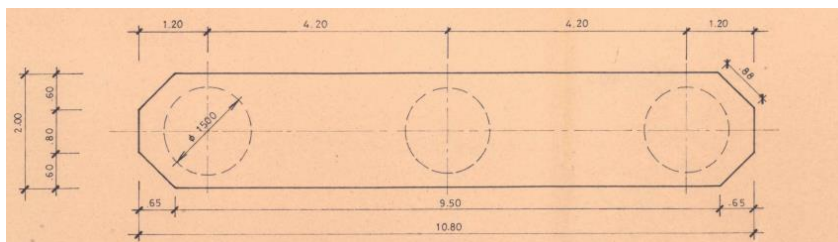


Pila tipo



Particolare appoggio travi

Le opere di fondazione delle pile vengono fatte come nel caso delle spale con fondazione profonda realizzata su pali in c.a. collegati tra di loro da una zattera di fondazione di altezza di 1.70 m. Come mostrato in figura.



**Pianta fondazioni**

La zattera di fondazione ha dimensioni 10.80 x 2.00 m e poggia su **3 pali** in c.a. di **diametro 1.50 m** ed una **lunghezza totale di 20 m**.

## 8.2 Vulnerabilità sismica anteoperam $\zeta_E$

Il livello di sicurezza delle costruzioni viene quantificato utilizzando il rapporto  $\zeta_E$  ovvero l'indice di rischio sismico che viene definito come il rapporto tra l'azione sismica massima sopportabile dalla struttura e l'azione sismica massima che si utilizzerebbe nel progetto di una nuova costruzione.

Di seguito vengono riportati i valori del  $\zeta_E$  sia per le pile.

INDICE DI RISCHIO PILE							
		PILA 1	PILA 2	PILA 3	PILA 4	PILA 5	PILA 6
$\zeta_E$	1	1,58	0,94	0,99	1,09	0,95	1,39
	2	1,63	0,96	0,99	1,08	0,99	1,47

Dalle tabelle riportate sopra si evince che l'indice di rischio  $\zeta_E$  per le pile è 0.94.

## 8.3 Vulnerabilità sismica postoperam $\zeta_E$

Il livello di sicurezza delle costruzioni viene quantificato utilizzando il rapporto  $\zeta_E$  ovvero l'indice di rischio sismico che viene definito come il rapporto tra l'azione sismica massima sopportabile dalla struttura e l'azione sismica massima che si utilizzerebbe nel progetto di una nuova costruzione.

Di seguito vengono riportati i valori del  $\zeta_E$  sia per le pile.

INDICE DI RISCHIO PILE							
		PILA 1	PILA 2	PILA 3	PILA 4	PILA 5	PILA 6
$\zeta_E$	1	1,61	0,94	1,00	1,00	0,95	1,40
	2	1,39	0,88	0,91	0,95	0,91	1,37

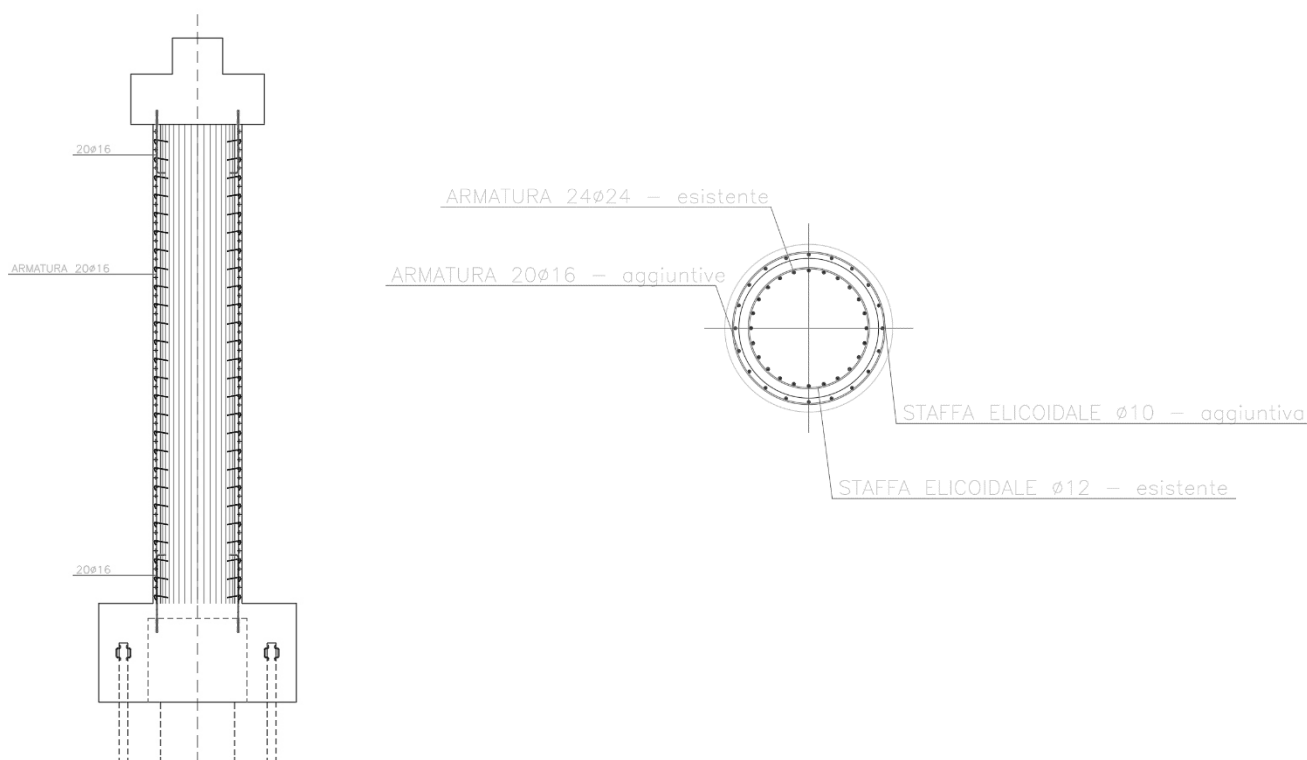
Dalle tabelle riportate sopra si evince che l'indice di rischio  $\zeta_E$  per le pile è 0.88

## 8.4 Intervento d'adeguamento

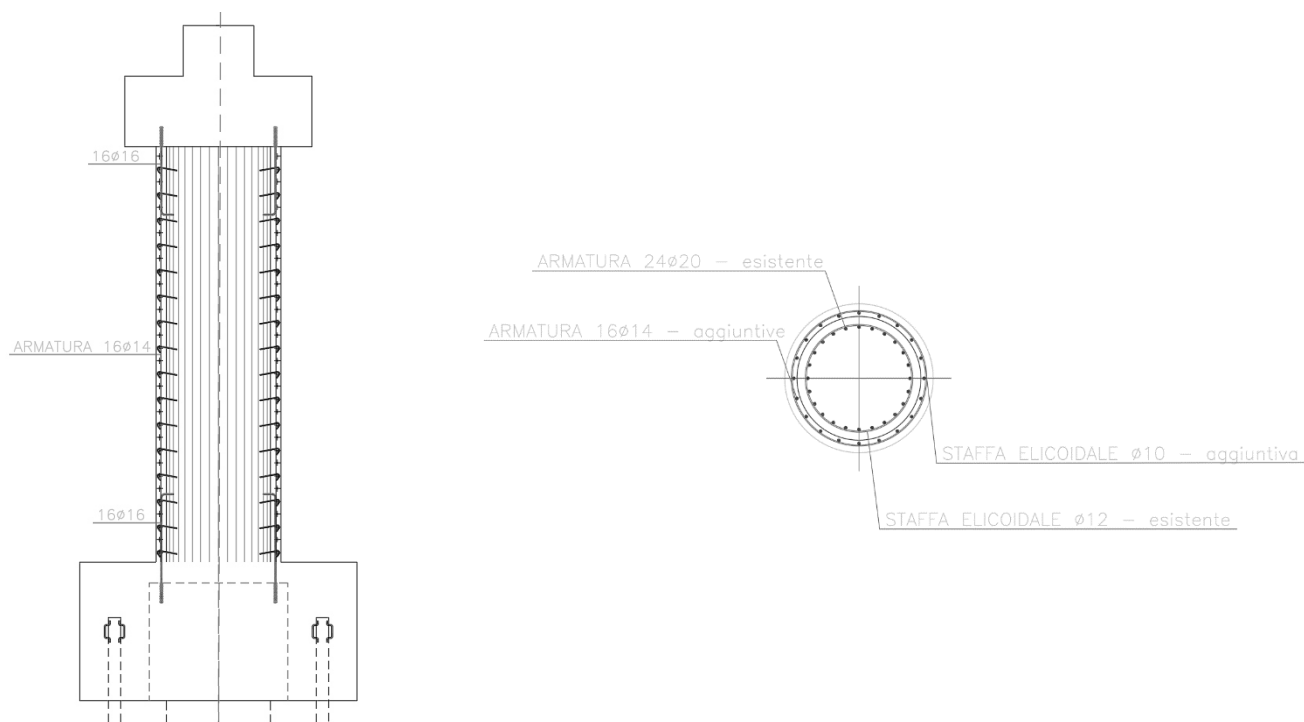
Dall'analisi della vulnerabilità sismica, considerando le condizioni esistenti dell'opera si evince che considerando le condizioni della struttura allo stato di fatto e considerando l'indice di rischio per le pile ( $\zeta_E = 0.94$ ) secondo quanto previsto nel paragrafo 8.4.3 delle NTC 2018 e il paragrafo 8.8.7 della Circolare esplicativa alle NTC 2018 la struttura risulterebbe adeguata senza richiedere nessun intervento di adeguamento.

Mentre che nel caso postoperam l'indice di rischio è  $\zeta_E = 0.91$  per le sottostrutture e in questo caso secondo quanto previsto nel paragrafo 8.4.3 delle NTC 2018 se si considera l'ampliamento della costruzione mediante un'opera strutturalmente connessa all'esistente (passerella pedonale connessa al ponte esistente) l'indice di rischio richiesto dalla normativa è  $\zeta_E > 1.00$  e per questo motivo è necessario un'intervento d'adeguamento sismico delle sottostrutture in maniera tale di arrivare all'indice di rischio richiesto dalla normativa.

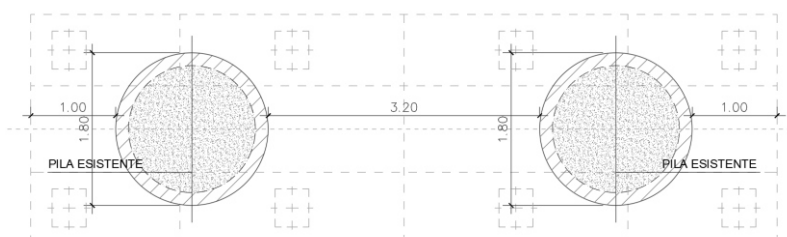
Per questo motivo e considerando l'intervento di allargamento dell'impalcato per accomodare la nuova passerella ciclabile è previsto un ringrosso delle pile con l'aggiunta di nuova armatura, secondo quanto riportato nelle figure seguenti.



**Intervento d'adeguamento delle pile (H = 10m)**



#### Intervento d'adeguamento delle pile (H = 6m)



#### Intervento d'adeguamento delle pile pianta

L'intervento prevede il ringrosso delle pile, passando da un diametro di 1.50 metri a un diametro di 1.80 metri e per garantire la duttilità degli elementi viene aggiunto un altro strato di armatura longitudinale da 20 barre Ø 16 per le pile con H = 10m e 16 barre Ø 14 per le pile con H = 6m che vengono ancorate al pulvino e alla fondazione esistenti.

### 8.5 Sollecitazioni massime

Considerando le combinazioni di verifica sismica, in seguito vengono riportati i valori massimi delle sollecitazioni alla base della pila sono riportate in seguito.

SOLLECITAZIONI MASSIME POSTOPERAM							
FORZA ASSIALE							
N (kN)		PILA 1	PILA 2	PILA 3	PILA 4	PILA 5	PILA 6
	1	5293	5142	5242	5194	5097	5282
	2	4319	4232	4124	4077	4275	4343
TAGLIO DIREZIONE X							
Vx-x (kN)		PILA 1	PILA 2	PILA 3	PILA 4	PILA 5	PILA 6
	1	356	412	570	441	438	381
	2	353	418	616	432	447	369
TAGLIO DIREZIONE Y							
Vy-y (kN)		PILA 1	PILA 2	PILA 3	PILA 4	PILA 5	PILA 6
	1	398	489	541	550	488	398
	2	659	606	657	666	609	662
MOMENTO FLETTENTE My-y							
My-y (kNm)		PILA 1	PILA 2	PILA 3	PILA 4	PILA 5	PILA 6
	1	2045	4835	4585	3981	4648	2548
	2	2080	4778	4633	4020	4607	2505
MOMENTO FLETTENTE Mz-z							
Mz-z (kNm)		PILA 1	PILA 2	PILA 3	PILA 4	PILA 5	PILA 6
	1	1869	3118	2964	3008	3157	1885
	2	1503	2806	2647	2689	2830	1499

SOLLECITAZIONI MINIME POSTOPERAM							
FORZA ASSIALE							
N (kN)		PILA 1	PILA 2	PILA 3	PILA 4	PILA 5	PILA 6
	1	8801	9789	9835	9809	9743	8837
	2	-7587	8556	8435	8422	8655	7573
TAGLIO DIREZIONE X							
Vx-x (kN)		PILA 1	PILA 2	PILA 3	PILA 4	PILA 5	PILA 6
	1	330	492	449	394	464	416
	2	341	471	481	400	462	383
TAGLIO DIREZIONE Y							
Vy-y (kN)		PILA 1	PILA 2	PILA 3	PILA 4	PILA 5	PILA 6
	1	709	647	630	638	654	709
	2	447	529	511	519	533	445
MOMENTO FLETTENTE My-y							
My-y (kNm)		PILA 1	PILA 2	PILA 3	PILA 4	PILA 5	PILA 6
	1	2299	4198	5856	4431	4459	2361
	2	2287	4225	6083	4382	4515	2326
MOMENTO FLETTENTE Mz-z							
Mz-z (kNm)		PILA 1	PILA 2	PILA 3	PILA 4	PILA 5	PILA 6
	1	1512	2713	2928	2970	2705	1512
	2	1940	3057	3269	3311	3061	1946

## 8.6 Verifiche di vulnerabilità sismica

Considerando il ringrosso della sezione e l'armatura aggiuntiva per le pile si procede a verificare la resistenza della sezione in confronto con le sollecitazioni massime riportate nel paragrafo 8.5.

MOMENTO RESISTETE POSTOPERAM - SOLLECITAZIONI MASSIME							
MOMENTO RESISTENTE DIREZIONE X-X							
		PILA 1	PILA 2	PILA 3	PILA 4	PILA 5	PILA 6
$M_{Rdx-x}$ (kN)	1	4797	6735	6787	6351	6560	5236
	2	4787	6397	6407	6108	6352	5084
MOMENTO RESISTENTE DIREZIONE Y-Y							
		PILA 1	PILA 2	PILA 3	PILA 4	PILA 5	PILA 6
$M_{Rdy-y}$ (kN)	1	4479	4375	4409	4962	4589	3940
	2	3480	3843	3697	4121	3968	3053

MOMENTO RESISTETE POSTOPERAM - SOLLECITAZIONI MINIME							
MOMENTO RESISTENTE DIREZIONE X-X							
		PILA 1	PILA 2	PILA 3	PILA 4	PILA 5	PILA 6
$M_{Rdx-x}$ (kN)	1	7253	9003	9588	8909	9083	7353
	2	6049	8131	8728	7854	8281	6130
MOMENTO RESISTENTE DIREZIONE Y-Y							
		PILA 1	PILA 2	PILA 3	PILA 4	PILA 5	PILA 6
$M_{Rdy-y}$ (kN)	1	4894	5847	4888	6013	5671	4777
	2	5258	5903	4838	6137	5794	5147

In base ai valori delle resistenze calcolati si procede ad aggiornare l'indice di rischio calcolato in precedenza.

INDICE DI RISCHIO PILE							
		PILA 1	PILA 2	PILA 3	PILA 4	PILA 5	PILA 6
$\zeta_E$	1	2,35	1,39	1,48	1,60	1,41	2,06
	2	2,30	1,34	1,38	1,52	1,38	2,03

In questo caso l'indice di rischio aggiornato per le pile corrisponde al minimo dei valori mostrati in precedenza, ovvero  $\zeta_E = 1.34$  che risulta maggiore di 1 e dunque la struttura risulta adeguata secondo quanto previsto nelle NTC 2018.

## 9 INTERVENTO IN FONDAZIONI

Le caratteristiche delle fondazioni vengono descritte nel paragrafo 8.1.1 di questa relazione, e nell'elaborato corrispondente alla relazione di vulnerabilità sismica viene la vulnerabilità di questi componenti nei confronti delle azioni sismiche. In seguito vengono riportati i risultati principali dell'analisi di vulnerabilità sismica della struttura.

### 9.1 Vulnerabilità sismica anteoperam $\zeta_E$

Il livello di sicurezza delle costruzioni viene quantificato utilizzando il rapporto  $\zeta_E$  ovvero l'indice di rischio sismico che viene definito come il rapporto tra l'azione sismica massima sopportabile dalla struttura e l'azione sismica massima che si utilizzerebbe nel progetto di una nuova costruzione.

Di seguito vengono riportati i valori del  $\zeta_E$  sia per le fondazioni.

$\zeta_E$ PALI DI FONDAZIONE						
	PILA 1	PILA 2	PILA 3	PILA 4	PILA 5	PILA 6
1	1,06	0,91	0,81	0,90	0,89	1,05
2	2,13	1,20	0,84	1,03	0,91	2,13
3	2,03	1,48	1,09	1,43	1,41	1,99

Dalla tabella riportata sopra si evince che l'indice di rischio  $\zeta_E$  per i pali di fondazione è 0.81.

### 9.2 Vulnerabilità sismica postoperam $\zeta_E$

Il livello di sicurezza delle costruzioni viene quantificato utilizzando il rapporto  $\zeta_E$  ovvero l'indice di rischio sismico che viene definito come il rapporto tra l'azione sismica massima sopportabile dalla struttura e l'azione sismica massima che si utilizzerebbe nel progetto di una nuova costruzione.

Di seguito vengono riportati i valori del  $\zeta_E$  sia per le fondazioni.

$\zeta_E$ PALI DI FONDAZIONE						
	PILA 1	PILA 2	PILA 3	PILA 4	PILA 5	PILA 6
1	0,98	0,86	0,77	0,85	0,85	0,97
2	2,13	1,16	0,82	1,12	1,09	2,02
3	2,03	1,44	1,06	1,41	1,37	1,99

Dalla tabella riportate sopra si evince che l'indice di rischio  $\zeta_E$  per i pali di fondazione è 0.77.

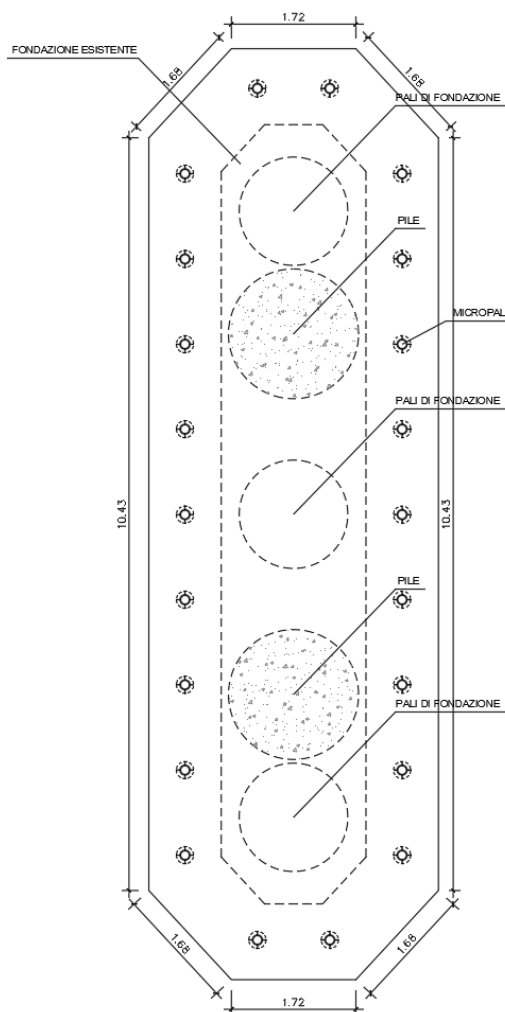
### 9.3 Intervento di adeguamento

Dall'analisi della vulnerabilità sismica, considerando le condizioni esistenti dell'opera si evince che considerando le condizioni della struttura allo stato di fatto e considerando l'indice di rischio per le fondazioni ( $\zeta_E = 0.81$ ) secondo quanto previsto nel paragrafo 8.4.3 delle NTC 2018 e il paragrafo 8.8.7 della Circolare esplicativa alle NTC 2018 la struttura risulterebbe adeguata senza richiedere nessun intervento di adeguamento.

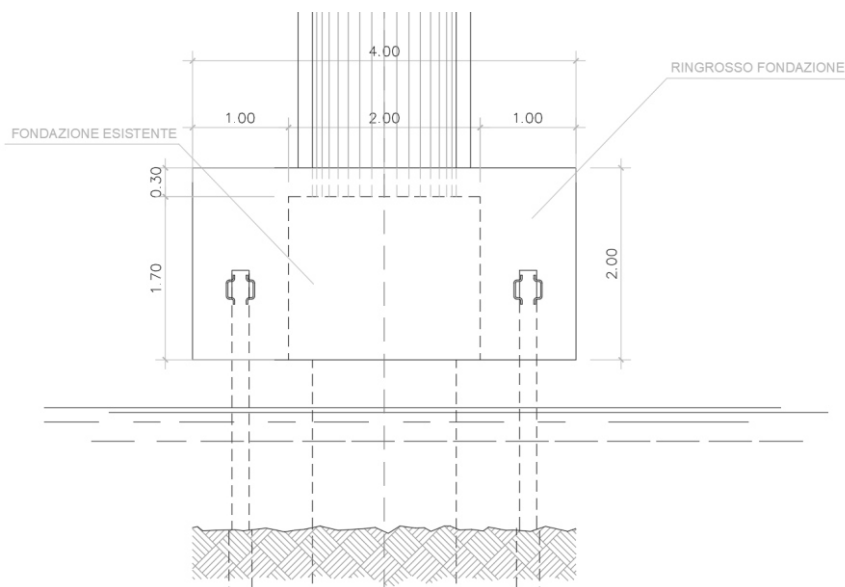
Mentre che nel caso postoperam l'indice di rischio è  $\zeta_E = 0.77$  per le fondazioni e in questo caso secondo quanto previsto nel paragrafo 8.4.3 delle NTC 2018 se si considera l'ampliamento della costruzione mediante un'opera strutturalmente connessa all'esistente (passerella pedonale connessa al ponte esistente) l'indice di rischio richiesto

dalla normativa è  $\zeta_E > 1.00$  e per questo motivo è necessario un'intervento d'adeguamento sismico delle sottostrutture in maniera tale di arrivare all'indice di rischio richiesto dalla normativa.

Per questo motivo e considerando l'intervento di allargamento dell'impalcato per accomodare la nuova passerella ciclabile è previsto un ringrosso delle fondazione con l'aggiunta di micropali, secondo quanto riportato nelle figure seguenti.



**Intervento d'adeguamento delle fondazioni (vista in pianta)**

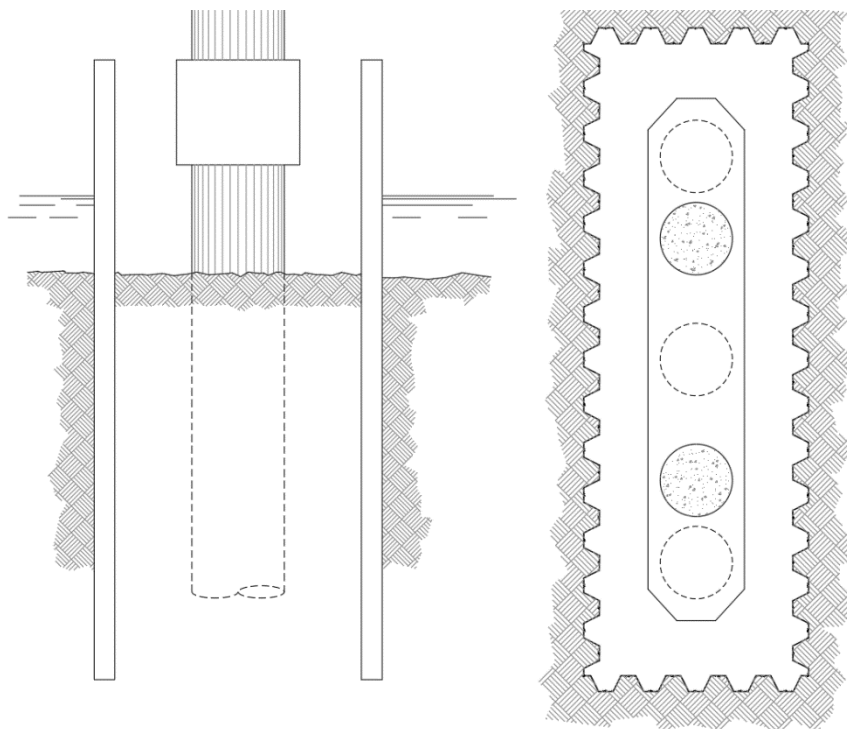


#### **Intervento d'adeguamento delle fondazioni (elevazione)**

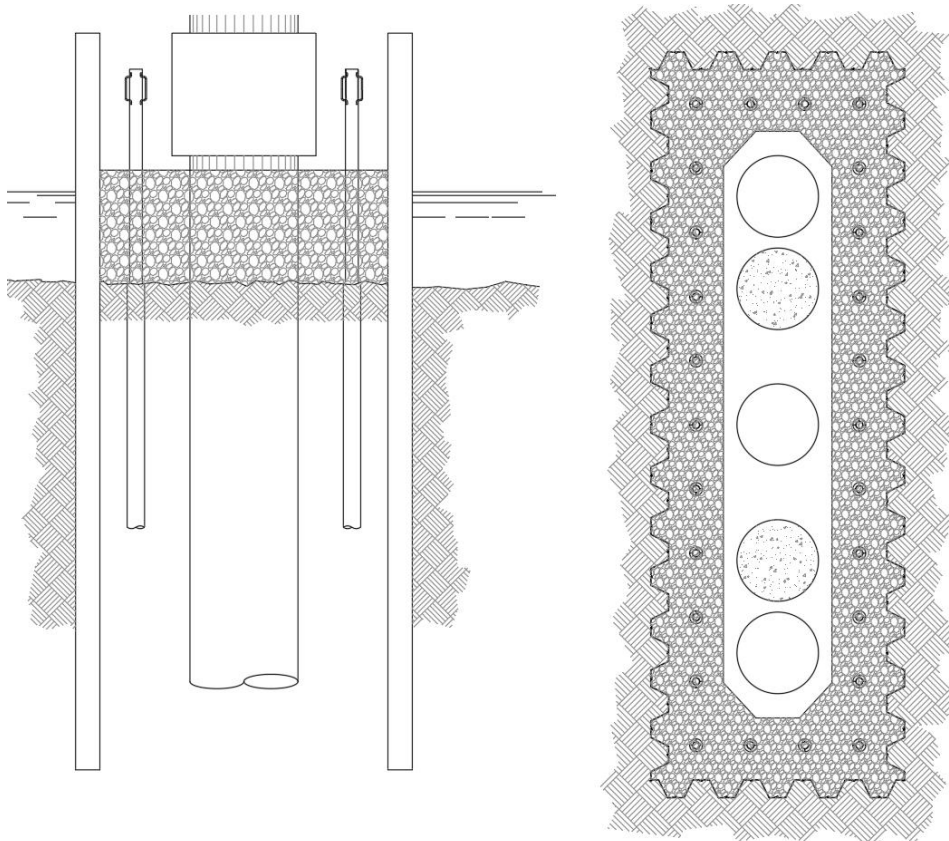
E' previsto un incremento della altezza della trave di fondazione, passando da 1.70 m a 2.00 m, ed è anche previsto un allargamento della fondazione di 1 m ad ogni lato, passando da 2.00 m a 4.00 m. Per quanto riguarda ai micropali di fondazioni è prevista la realizzazione di una corona di micropali composta da 22 micropali con un interasse longitudinale di 1.20 m.

Per la realizzazione dell'intervento, sono previste le seguenti fasi di elaborazione.

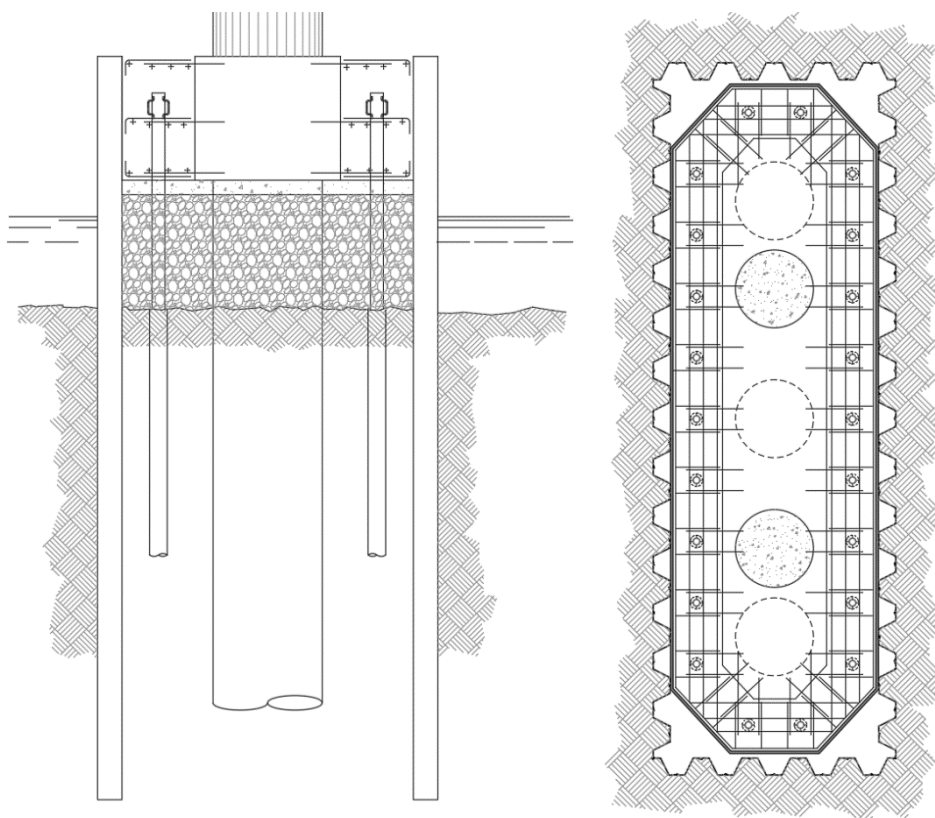
- Infissione palancole mediante piattaforma galleggiante e prosciugamento



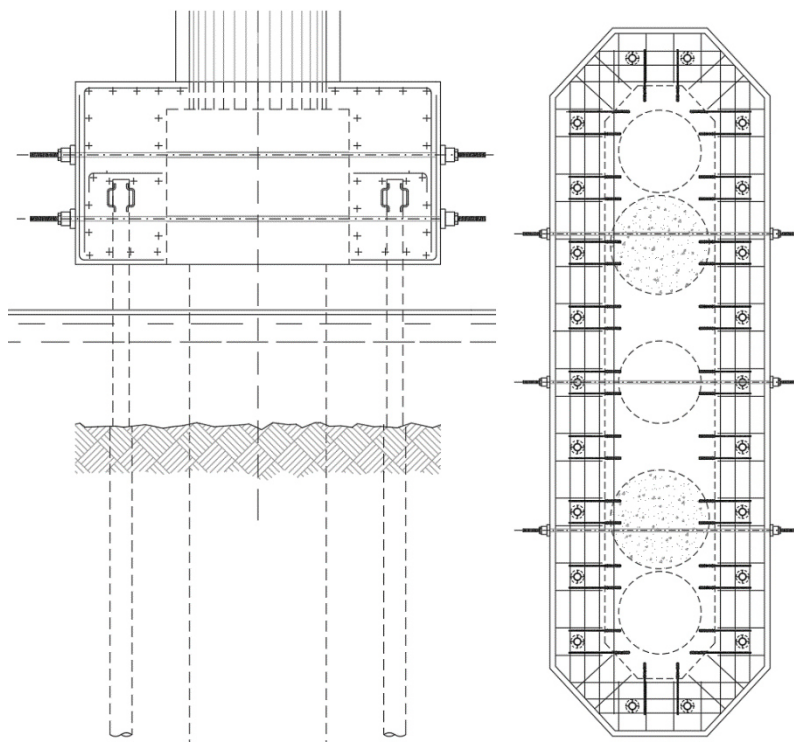
- Riempimento con materiale di riporto e realizzazione dei micropali



- Realizzazione inghisaggi e barre filettate, casseratura e possa delle armature.

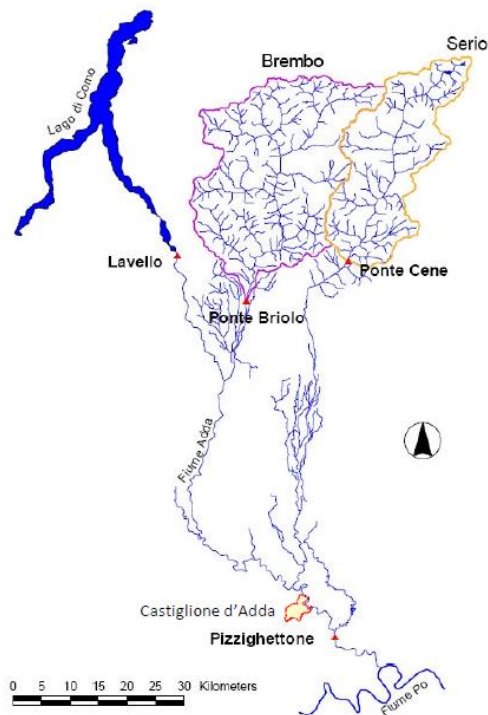


- Rimozione delle palancole



#### 9.4 Analisi della spinta idrodinamica

Il fiume Adda rappresenta l'elemento idrografico principale del territorio comunale presenta una lunghezza di 313 km, e nasce in alta Valtellina poco sopra Bormio. Dopo un percorso di circa 130 Km sfocia a Colico nel Lago di Como, dal quale fuoriesce all'altezza di Lecco racchiudendo un bacino di circa 4570 Km<sup>2</sup>.



**Baccini idrografici dell'Adda**

In base ai valori registrati all'idrometro di Pizzighettone (zero a 40.51 m.s.m.), 6 km a monte del ponte a Crotta d'Adda, in seguito vengono riportate le stime locali delle portate al colmo e la velocità media del flusso, in base al tempo di ritorno.

**STIME LOCALI DELLE PORTATE  
AL COLMO IN BASE AL TEMPO  
DI RITORNO**

Anni	Qt (m <sup>3</sup> /s)
2	783
5	1066
10	1252
20	1432
50	1664
100	1838
200	2011
500	2239

**STIME DELLE VELOCITA' MEDIA  
DI FLUSSO**

Anni	U (m/s)
2	1,60
5	1,72
10	1,79
20	1,86
50	1,93
100	1,74
200	1,69
500	1,63

Per il calcolo della spinta idrodinamica si usa la seguente relazione:

$$F = C_D \frac{1}{2} \rho U^2 D h,$$

Dove:

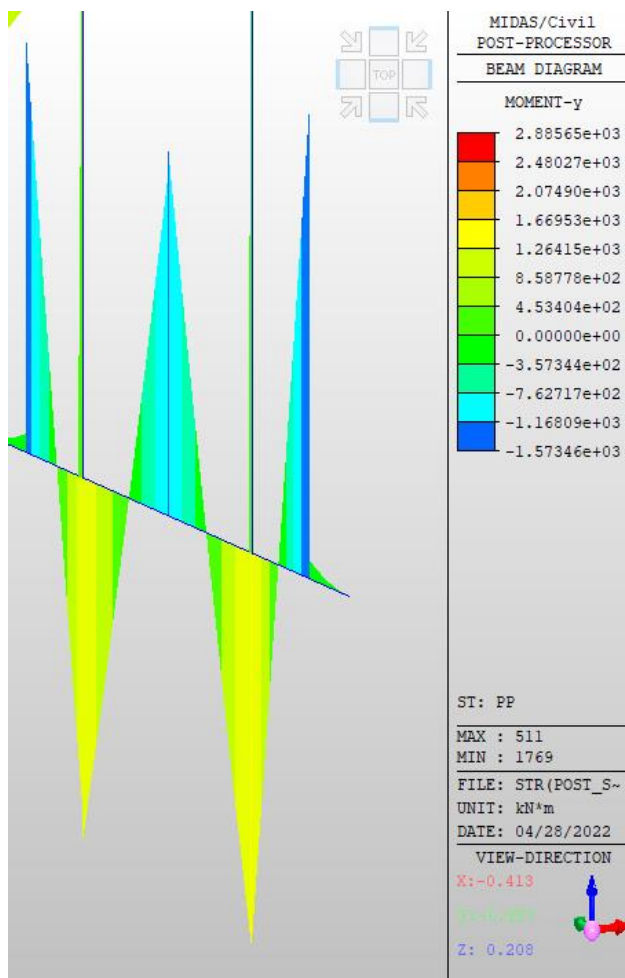
- $C_D$  è il coefficiente di Drag
- $\rho$  è la densità dell'acqua
- $U$  è la velocità della corrente
- $D$  è la dimensione della pila
- $h$  è il tirante idrico

Per il calcolo della spinta idrodinamica sui micropali, si considera come velocità media della corrente 3 m/s (in favore della sicurezza), il tirante idrico è 3 m (in favore della sicurezza, considerando la differenza della altezza tra l'intradosso della fondazione e l'alveo) e il diametro della pila è 240 mm. Considerando la sezione tubolare del palo, il coefficiente di Drag che viene utilizzato è 2 (in favore della sicurezza). Considerando la densità dell'acqua come 10 kN/m<sup>3</sup> il valore della spinta idrodinamica utilizzato per i micropali di fondazione è 64.8 kN (21.6 kN/ml).

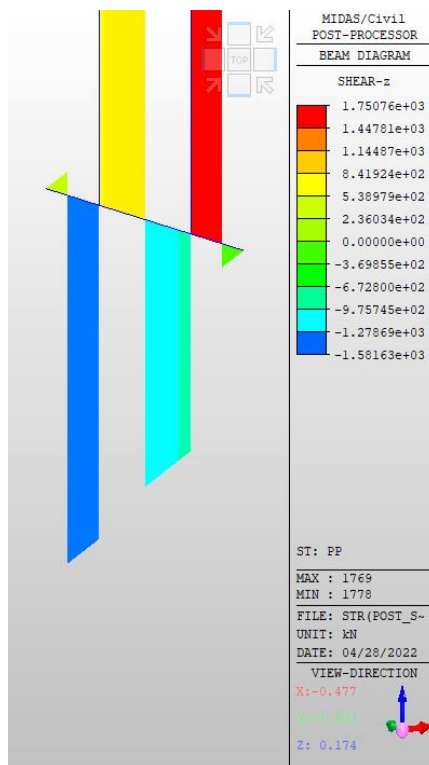
## 9.5 Sollecitazioni sulla fondazione

In seguito vengono riportate le massime sollecitazioni sulla trave di fondazione più sollecitata ricavate dal modello FEM utilizzato per l'analisi della struttura. Vengono divise secondo le condizioni di carico e in base a queste si riporterà in seguito i valori utilizzati per le verifiche dell'intervento sulle fondazioni.

### 9.5.1 Permanente Strutturale ( $g_1$ )

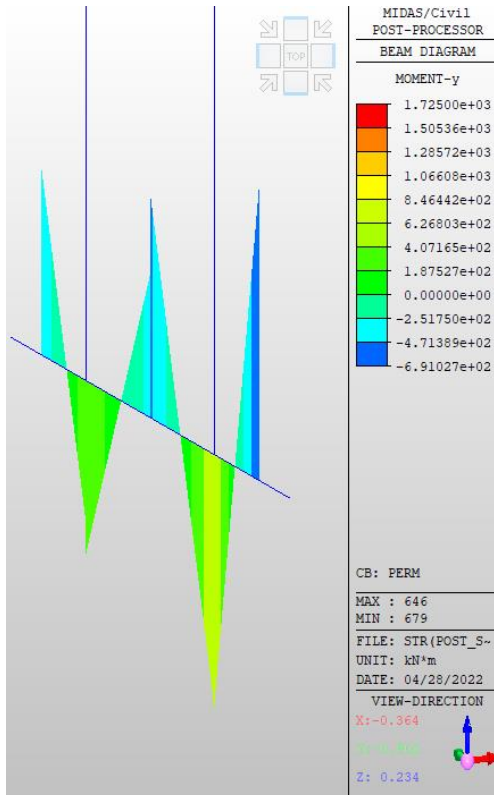


Momento flettente y-y (Mmax = 1325 kNm)

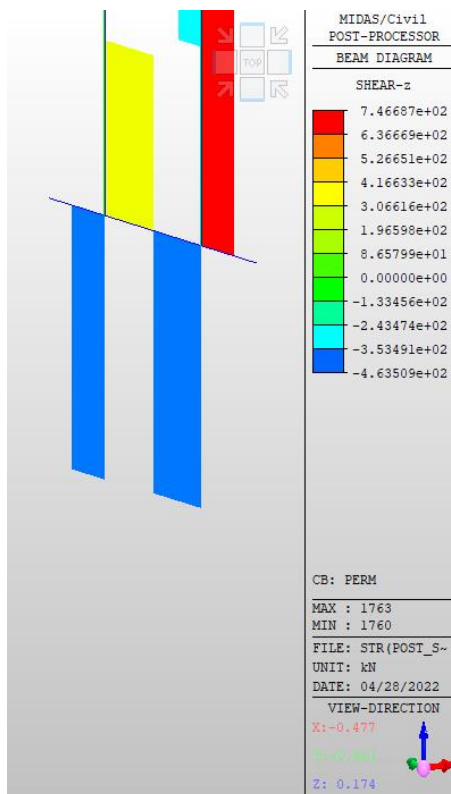


**Forza di taglio y-y (Vmax = 1750 kN)**

### 9.5.2 Permanente Non Strutturale ( $g_2$ )

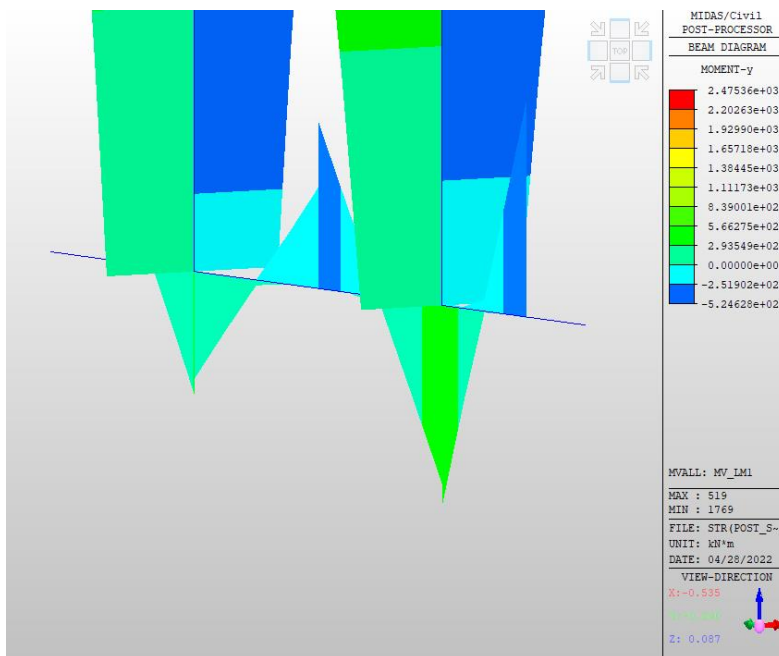


**Momento flettente y-y (Mmax = 593 kNm)**

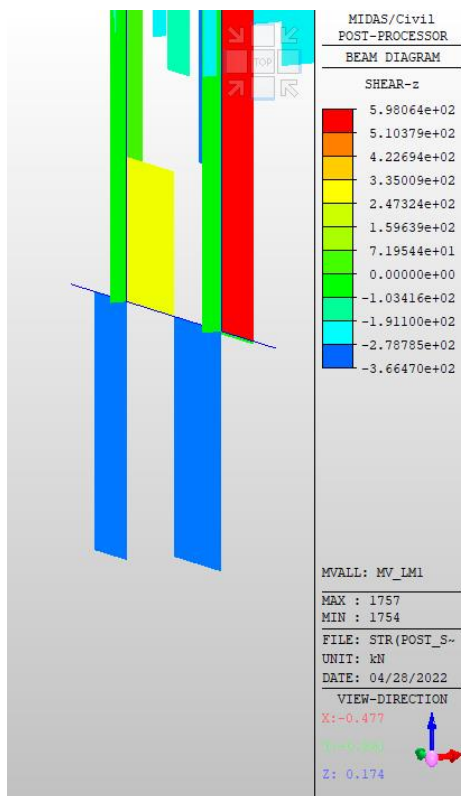


**Forza di taglio y-y (Vmax = 750 kN)**

### 9.5.3 Carichi mobili ( $q_1$ )

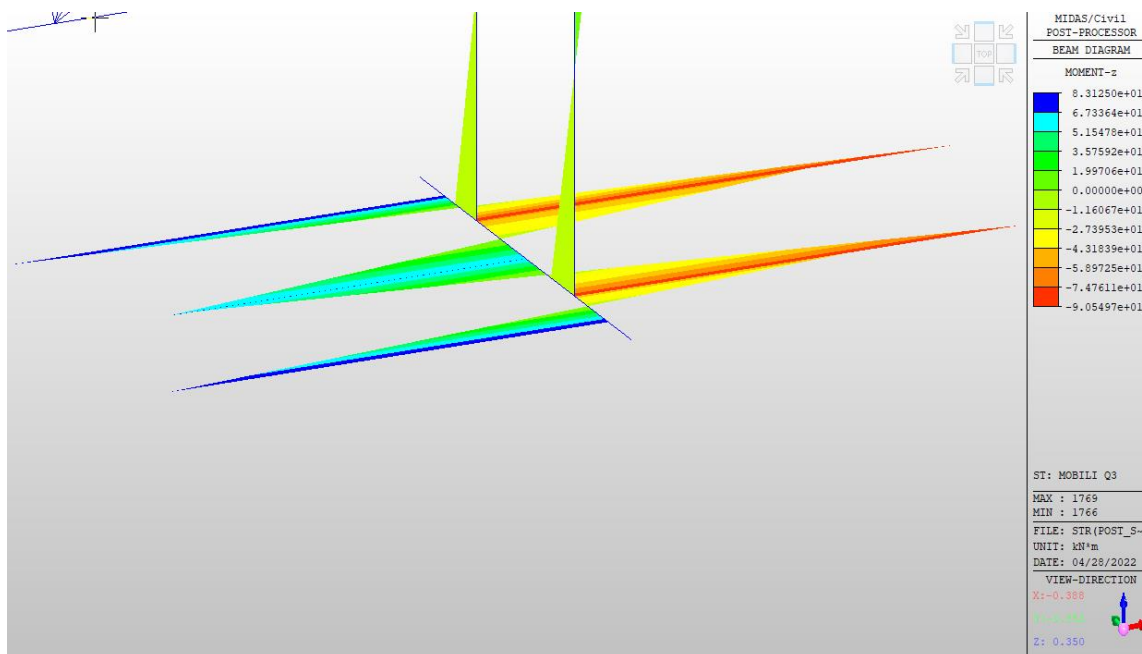


**Momento flettente y-y (Mmax = 485 kNm)**

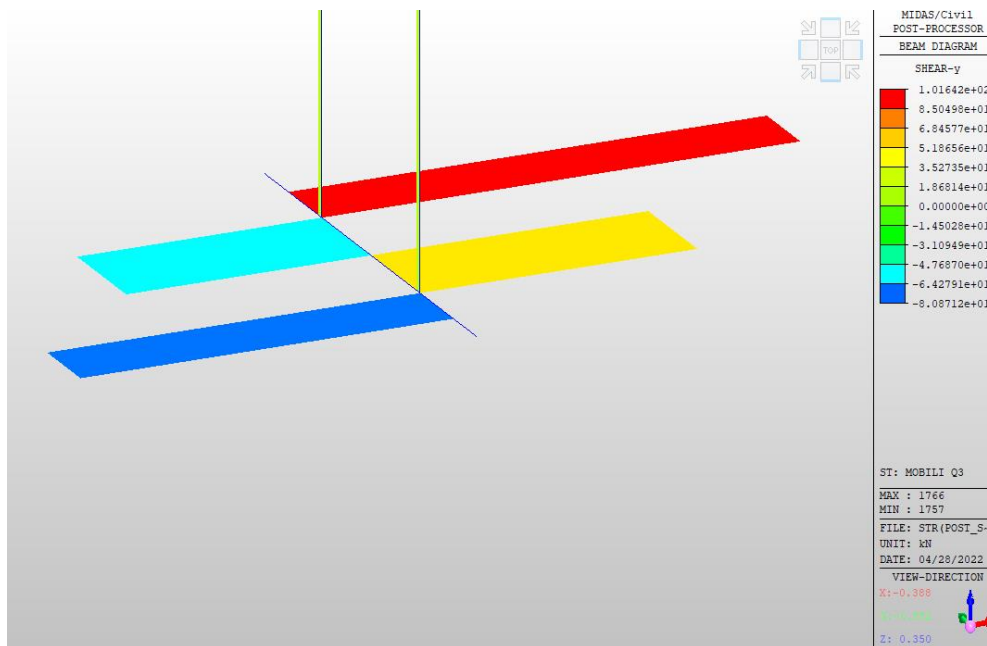


**Forza di taglio y-y (Vmax = 750 kN)**

#### 9.5.4 Carichi mobili ( $q_3$ )

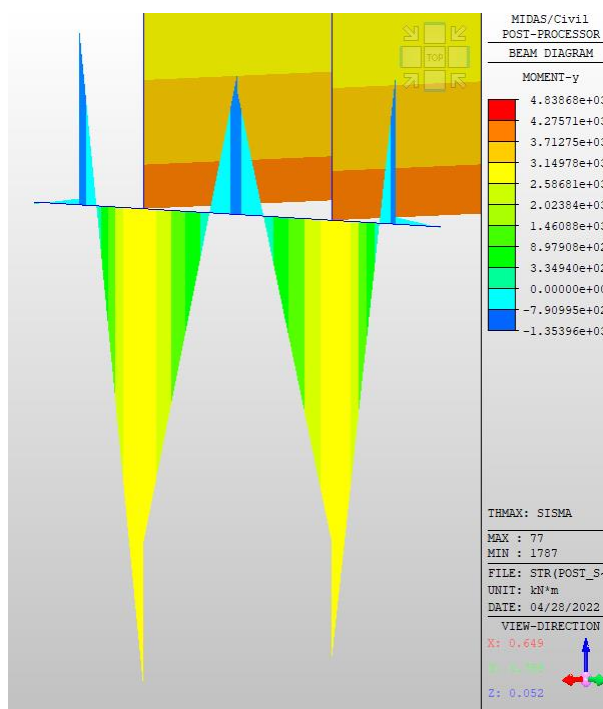


**Momento flettente y-y (Mmax = 90 kNm)**

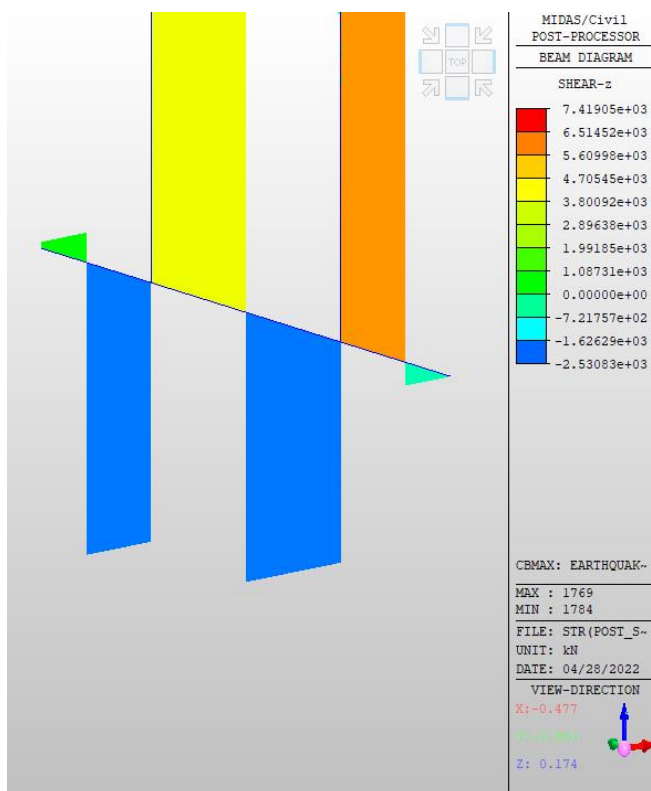


**Forza di taglio x-x (Vmax = 110 kN)**

### 9.5.5 Sisma (E)

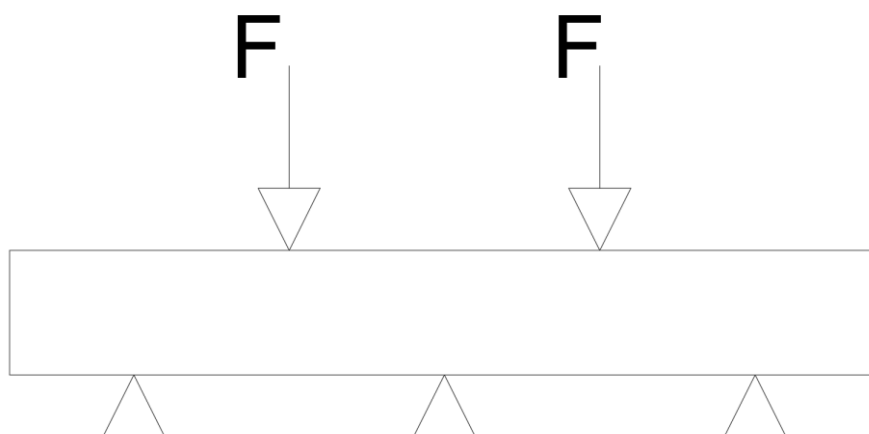


**Momento flettente y-y (Mmax = 3593 kNm)**



**Forza di taglio y-y (Vmax = 3120 kN)**

In seguito vengono riportati i valori massimi utilizzati per la verifica delle fondazioni e lo schema statico utilizzato nelle verifiche.



**Schema statico fondazione**

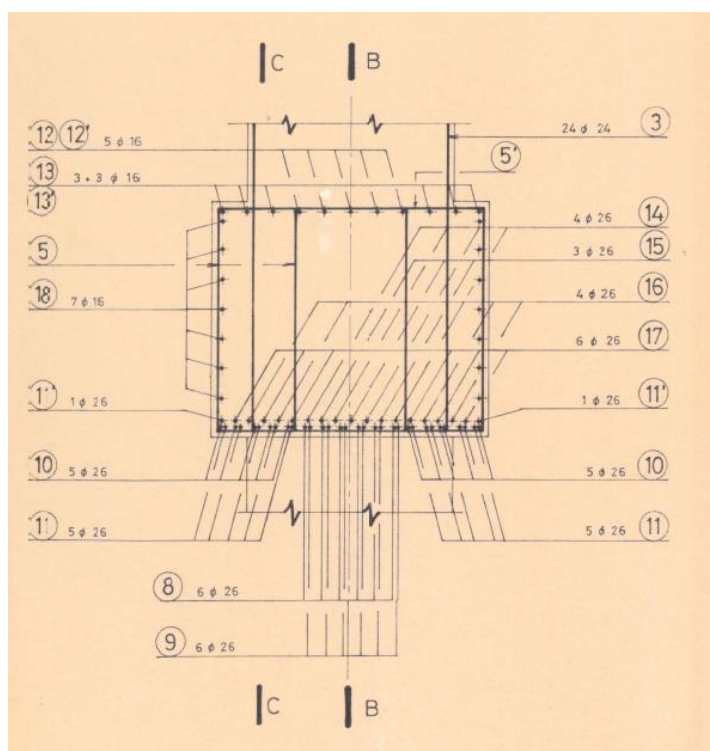
Per identificare i valori, il momento  $M_a$  corrisponde a quello massimo sotto il carico  $F$ , il momento  $M_b$  corrisponde a quello massimo sull'appoggio centrale ed il momento  $M_c$  corrisponde a quello massimo sull'appoggio laterale. Stessa denominazione verrà assegnata alle forze di taglio.

### SOLLECITAZIONI MASSIME IN FONDAZIONE (SLU)

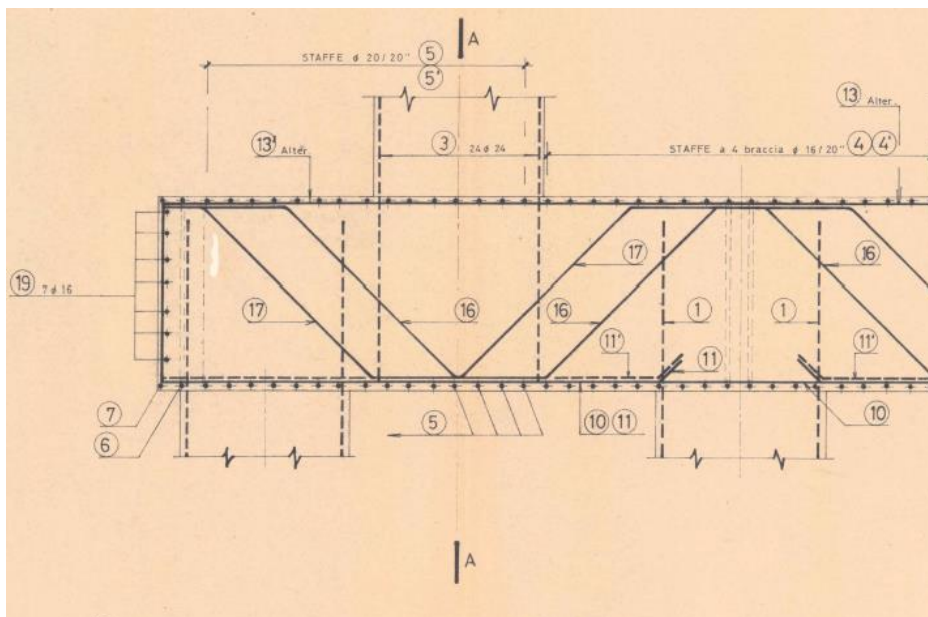
Momento y-y	Ma y-y	6736	kNm
	Mb y-y	2369	kNm
	Mc y-y	3620	kNm
Momento z-z	Ma z-z	245	kNm
	Mb z-z	208	kNm
	Mc z-z	270	kNm
Taglio y-y	Va x-x	162	kN
	Vb x-x	273	kN
	Vc x-x	155	kN
Taglio z-z	Va z-z	3720	kN
	Vb z-z	4150	kN
	Vc z-z	6650	kN

## 9.6 Verifiche fondazioni

Per quanto riguarda le armature della trave di fondazione esistente in figura viene riportata la sezione.



**Armatura longitudinale trave di fondazione**



Armatura longitudinale e trasversale trave di fondazione

Si procede a calcolare la resistenza a momento flettente della trave di fondazione, considerando l'armatura riportata in tabella e in base ai dati delle indagini si procede a determinare le resistenze dei materiali.

**Titolo :**

**N° figure elementari**  **Zoom** **N° strati barre**  **Zoom**

N°	b [cm]	h [cm]
1	200	170

N°	As [cm²]	d [cm]
1	32,17	10
2	169,9	160

**Sollecitazioni**  
 S.L.U. ☒ Metodo n ☐

**N° Ed**  **0** kN  
**M xEd**  **0** kNm  
**M yEd**  **0**

**P.to applicazione N**  
☒ Centro ☐ Baricentro cls  
☐ Coord.[cm] xN  yN

**Tipo rottura**  
 Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

**Materiali**  
 Acc350 C42  
 $\epsilon_{su}$  67,5 ‰  $\epsilon_{c2}$  2 ‰  
 $f_{yd}$  350 N/mm²  $\epsilon_{cu}$  3,5 ‰  
 $E_s$  200.000 N/mm²  $f_{cd}$  42 N/mm²  
 $E_s/E_c$  15  $f_{cc}/f_{cd}$  0,8  
 $\epsilon_{syd}$  1,75 ‰  $\sigma_{c,adm}$  12,75 N/mm²  
 $\sigma_{s,adm}$  0 N/mm²  $\tau_{co}$  0,76  
 $\tau_{c1}$  2,171

**M xRd** 9.303 kN m  
 $\sigma_c$  -42 N/mm²  
 $\sigma_s$  350 N/mm²  
 $\epsilon_c$  3,5 ‰  
 $\epsilon_s$  58,44 ‰  
 $d$  160 cm  
 $x$  9,041  $x/d$  0,0565  
 $\delta$  0,7

**Tipo Sezione**  
☒ Rettan.re ☐ Trapezi  
☐ a T ☐ Circolare  
☐ Rettangoli ☐ Coord.

**Metodo di calcolo**  
☒ S.L.U. + ☐ S.L.U. - ☐ Metodo n

**Tipo flessione**  
☒ Retta ☐ Deviata

**N° rett.** 100  
**Calcola MRd** **Dominio M-N**  
 $L_0$  0 cm **Col. modello**

☐ Precompresso

Resistenza della trave di fondazione – Flessione positiva

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

**N° figure elementari**  **Zoom** **N° strati barre**  **Zoom**

N°	b [cm]	h [cm]
1	200	170

N°	As [cm²]	d [cm]
1	32,17	10
2	169,9	160

**Sollecitazioni**  
 S.L.U.  **Metodo n**

N<sub>Ed</sub>   kN  
 M<sub>xEd</sub>   kNm  
 M<sub>yEd</sub>

**P.to applicazione N**  
☒ Centro ☐ Baricentro cls  
☐ Coord.[cm] xN  yN

**Tipo rottura**  
 Lato acciaio - Acciaio snervato

**Materiali**  
 Acc350 C42  
 ε<sub>su</sub> 67,5 ‰ ε<sub>c2</sub> 2 ‰  
 f<sub>yd</sub> 350 N/mm² ε<sub>cu</sub> 3,5 ‰  
 E<sub>s</sub> 200.000 N/mm² f<sub>cd</sub> 42 ‰  
 E<sub>s</sub>/E<sub>c</sub> 15 f<sub>cc</sub>/f<sub>cd</sub> 0,8 ?  
 ε<sub>syd</sub> 1,75 ‰ σ<sub>c,adm</sub> 12,75 ‰  
 σ<sub>s,adm</sub> 0 N/mm² τ<sub>co</sub> 0,76 ‰  
 τ<sub>c1</sub> 2,171 ‰

M<sub>xRd</sub> -2.034 kN m  
 σ<sub>c</sub> -42 N/mm²  
 σ<sub>s</sub> 350 N/mm²  
 ε<sub>c</sub> 3,283 ‰  
 ε<sub>s</sub> 67,5 ‰  
 d 160 cm  
 x 7,421 x/d 0,04638  
 δ 0,7

**Tipo Sezione**  
☒ Rettan.re ☐ Trapezi  
☐ a T ☐ Circolare  
☐ Rettangoli ☐ Coord.

**Metodo di calcolo**  
☐ S.L.U.+ ☒ S.L.U.-  
☐ Metodo n

**Tipo flessione**  
☒ Retta ☐ Deviato

N° rett. 100  
 Calcola MRd Dominio M-N  
 L<sub>0</sub> 0 cm Col. modello  
☐ Precompresso

#### Resistenza della trave di fondazione – Flessione negativa

Per quanto riguarda la resistenza al taglio, vengono considerate due sezioni, quella in corrispondenza con i pali laterali che ha delle staffe Ø20 con un passo di 20 cm, mentre che la sezione in corrispondenza con il palo centrale ha delle staffe Ø16 con un passo di 20 cm, per entrambi i casi le staffe hanno 4 braccia.

#### Elementi con armature trasversali resistenti a taglio § 4.1.2.3.5.2

Inclinazione del puntone compresso	θ	21,8 °
Inclinazione dell'armatura trasversale	α	90 °
Area dell'armatura a taglio	A <sub>sw</sub>	804,25 mm <sup>2</sup>
Braccio	z	1440 mm
Coefficiente	σ <sub>cp</sub>	1
Coefficiente	α <sub>c</sub>	1
Resistenza di progetto a taglio trazione	V <sub>Rds</sub>	6514,87 kN
Resistenza di progetto a taglio compressione	V <sub>Rdc</sub>	20854,095 kN
Resistenza di progetto a taglio	V <sub>Rd</sub>	6514,87 kN

#### Resistenza della trave di fondazione – Taglio sezione centrale

### Elementi con armature trasversali resistenti a taglio § 4.1.2.3.5.2

Inclinazione del puntone compresso	$\theta$	21,8 °
Inclinazione dell'armatura trasversale	$\alpha$	90 °
Area dell'armatura a taglio	$A_{sw}$	1256,64 mm <sup>2</sup>
Braccio	$z$	1440 mm
Coefficiente	$\sigma_{cp}$	1
Coefficiente	$\alpha_c$	1
Resistenza di progetto a taglio trazione	$V_{Rds}$	10179,49 kN
Resistenza di progetto a taglio compressione	$V_{Rdc}$	20854,095 kN
Resistenza di progetto a taglio	$V_{Rd}$	10179,49 kN

### Resistenza della trave di fondazione – Taglio sezione laterale

In base a questi valori si procede a calcolare il fattore di sfruttamento ( $E_d/R_d$ ) per lo stato di fatto, in maniera tale di verificare se le resistenze degli elementi è adeguata alle sollecitazioni di progetto.

#### FATTORE DI SFRUTTAMENTO

Fattore di	Ma y-y	0,72
sfruttamento	Mb y-y	1,58
Momento	Mc y-y	2,41
Fattore di	Va z-z	0,57
sfruttamento	Vb z-z	0,64
Taglio	Vc z-z	0,65

L'intervento prevede l'aggiunta d'armatura sia trasversale che longitudinale come riportato in seguito.

INSERIRE IMMAGINE

L'armatura longitudinale di 10 barre  $\varnothing 20$ , 5 per ogni parte del cordolo, e l'armatura trasversale di staffe  $\varnothing 16$  a passo 20. Considerando l'armatura aggiuntiva e le nuove dimensioni della sezione si procede a calcolare i valori resistenti per il momento e per il taglio.

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

N° figure elementari  Zoom N° strati barre  Zoom

N°	b [cm]	h [cm]
1	400	200

N°	As [cm²]	d [cm]
1	53,55	10
2	169,9	190

**Sollecitazioni**  
 S.L.U. Metodo n

N<sub>Ed</sub>  kN  
 M<sub>Ed</sub>  kNm  
 M<sub>yEd</sub>

**P.to applicazione N**  
☒ Centro ☐ Baricentro cls  
☐ Coord.[cm] xN  yN

**Tipo rottura**  
 Lato acciaio - Acciaio snervato

**Materiali**  
 Acc350 C42  
 $\epsilon_{su}$  67,5 ‰  $\epsilon_{c2}$  2 ‰  
 $f_{yd}$  350 N/mm²  $\epsilon_{cu}$  3,5 ‰  
 $E_s$  200.000 N/mm²  $f_{cd}$  42 N/mm²  
 $E_s/E_c$  15  $f_{cc}/f_{cd}$  0,8  
 $\epsilon_{syd}$  1,75 ‰  $\sigma_{c,adm}$  12,75 N/mm²  
 $\sigma_{s,adm}$  0 N/mm²  $\tau_{co}$  0,76  
 $\tau_{c1}$  2,171

M<sub>xRd</sub> 11.265 kN m  
 $\sigma_c$  -42 N/mm²  
 $\sigma_s$  350 N/mm²  
 $\epsilon_c$  2,271 ‰  
 $\epsilon_s$  67,5 ‰  
 d 190 cm  
 x 6,185 x/d 0,03255  
 $\delta$  0,7

**Tipo Sezione**  
☒ Rettan.re ☐ Trapezi  
☐ a T ☐ Circolare  
☐ Rettangoli ☐ Coord.

**Metodo di calcolo**  
☒ S.L.U.+ ☐ S.L.U.-  
☒ Metodo n

**Tipo flessione**  
☒ Retta ☐ Deviata

N° rett. 100  
 Calcola MRd Dominio M-N  
 L<sub>0</sub> 0 cm Col. modello

☐ Precompresso

Resistenza della trave di fondazione stato di progetto – Flessione positiva

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

N° figure elementari  Zoom N° strati barre  Zoom

N°	b [cm]	h [cm]
1	400	200

N°	As [cm²]	d [cm]
1	53,55	10
2	169,9	190

**Sollecitazioni**  
 S.L.U. Metodo n

N<sub>Ed</sub>  kN  
 M<sub>Ed</sub>  kNm  
 M<sub>yEd</sub>

**P.to applicazione N**  
☒ Centro ☐ Baricentro cls  
☐ Coord.[cm] xN  yN

**Tipo rottura**  
 Lato acciaio - Acciaio snervato

**Materiali**  
 Acc350 C42  
 $\epsilon_{su}$  67,5 ‰  $\epsilon_{c2}$  2 ‰  
 $f_{yd}$  350 N/mm²  $\epsilon_{cu}$  3,5 ‰  
 $E_s$  200.000 N/mm²  $f_{cd}$  42 N/mm²  
 $E_s/E_c$  15  $f_{cc}/f_{cd}$  0,8  
 $\epsilon_{syd}$  1,75 ‰  $\sigma_{c,adm}$  12,75 N/mm²  
 $\sigma_{s,adm}$  0 N/mm²  $\tau_{co}$  0,76  
 $\tau_{c1}$  2,171

M<sub>xRd</sub> -3.908 kN m  
 $\sigma_c$  -42 N/mm²  
 $\sigma_s$  350 N/mm²  
 $\epsilon_c$  2,166 ‰  
 $\epsilon_s$  67,5 ‰  
 d 190 cm  
 x 5,906 x/d 0,03109  
 $\delta$  0,7

**Tipo Sezione**  
☒ Rettan.re ☐ Trapezi  
☐ a T ☐ Circolare  
☐ Rettangoli ☐ Coord.

**Metodo di calcolo**  
☒ S.L.U.+ ☐ S.L.U.-  
☒ Metodo n

**Tipo flessione**  
☒ Retta ☐ Deviata

N° rett. 100  
 Calcola MRd Dominio M-N  
 L<sub>0</sub> 0 cm Col. modello

☐ Precompresso

Resistenza della trave di fondazione stato di progetto – Flessione negativa

#### Elementi con armature trasversali resistenti a taglio § 4.1.2.3.5.2

Inclinazione del puntone compresso	$\theta$	21,8 °
Inclinazione dell'armatura trasversale	$\alpha$	90 °
Area dell'armatura a taglio	$A_{sw}$	1608,50 mm <sup>2</sup>
Braccio	$z$	1710 mm
Coefficiente	$\sigma_{cp}$	1
Coefficiente	$\alpha_c$	1
Resistenza di progetto a taglio trazione	$V_{Rds}$	15472,82 kN
Resistenza di progetto a taglio compressione	$V_{Rdc}$	49528,47563 kN
Resistenza di progetto a taglio	$V_{Rd}$	15472,82 kN

#### Elementi con armature trasversali resistenti a taglio § 4.1.2.3.5.2

Inclinazione del puntone compresso	$\theta$	21,8 °
Inclinazione dell'armatura trasversale	$\alpha$	90 °
Area dell'armatura a taglio	$A_{sw}$	2060,88 mm <sup>2</sup>
Braccio	$z$	1710 mm
Coefficiente	$\sigma_{cp}$	1
Coefficiente	$\alpha_c$	1
Resistenza di progetto a taglio trazione	$V_{Rds}$	19824,55 kN
Resistenza di progetto a taglio compressione	$V_{Rdc}$	49528,47563 kN
Resistenza di progetto a taglio	$V_{Rd}$	19824,55 kN

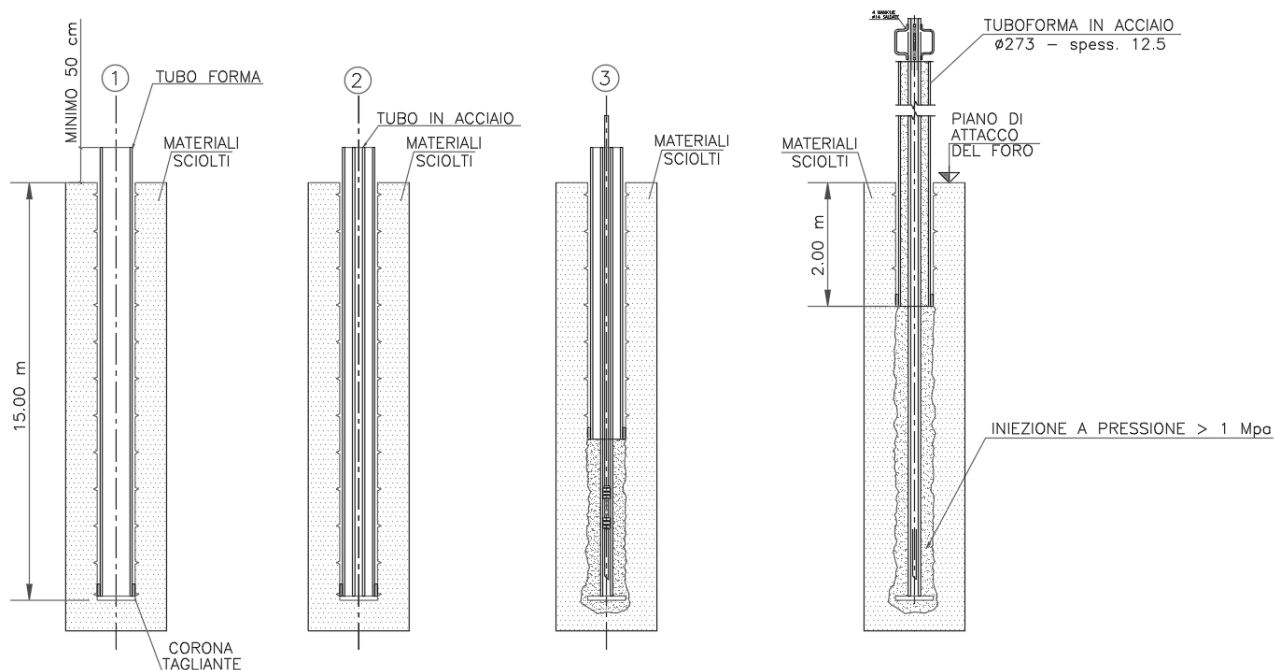
In base a questi valori si procede a calcolare i fattori di sfruttamento, considerando le resistenze calcolate allo stato di progetto.

#### FATTORE DI SFRUTTAMENTO

Fattore di	Ma y-y	0,60
sfruttamento	Mb y-y	0,61
Momento	Mc y-y	0,93
Fattore di	Va z-z	0,24
sfruttamento	Vb z-z	0,27
Taglio	Vc z-z	0,43

E in questo caso, essendo tutti i valori del fattore di sfruttamento minori di 1 ( $E_d/R_d < 1$ ) la fondazione dopo l'intervento previsto risulta verificata.

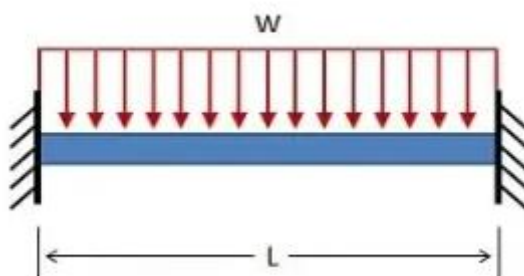
Inoltre a questo è prevista la realizzazione di micropali intorno alla fondazione in maniera tale di aumentare la portanza totale della fondazione. Per la realizzazione dei micropali sono previste le seguenti fasi operative.



**Fasi di realizzazione dei micropali**

La tuboforma dei micropali viene lasciata per una profondità di 2m in fondo all'alveo, in maniera tale da garantire una adeguata protezione dei micropali per la corrente del fiume.

Il dimensionamento della tuboforma per resistere a queste azioni viene riportato in seguito, considerando una forza lineare di 21.6 kN/ml lungo lo sviluppo del micropalo dal intradosso della fondazione all'alveo. In questo caso il micropalo è considerato con un'altezza libera di 3 metri, e per la verifica del micropalo si considera il seguente schema statico.

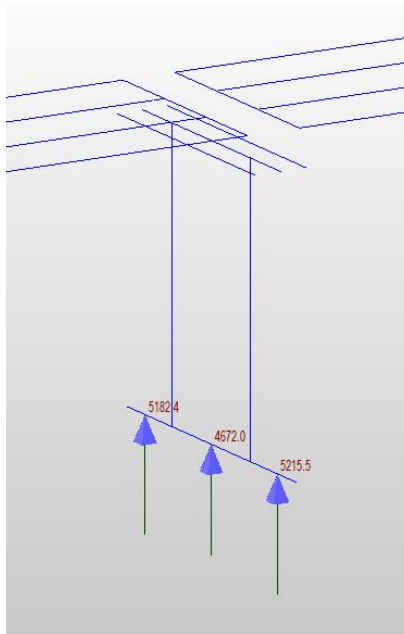


**Schema statico micropalo sul fiume**

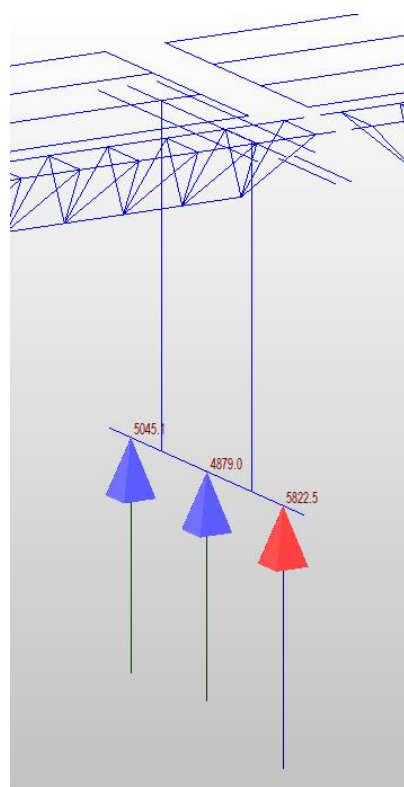
In maniera tale da garantire questo doppio incastro è prevista la infissione della tuboforma a 2 metri di profondità nell'alveo.

Utilizzando questo schema statico e in base al carico riportato in precedenza, il momento massimo sul micropalo è 16.2 kNm all'incastro. A favore della sicurezza questo momento massimo viene ipotizzato come resistito solo dalla tuboforma, che in questo caso è un tubo di 273mm con uno spessore di 12.5mm. Il momento resistente massimo di questo tubolare è 287 kNm. E quindi la resistenza del solo profilo tubolare risulta adeguata con un fattore di sfruttamento  $E_d/R_d = 0.1$ .

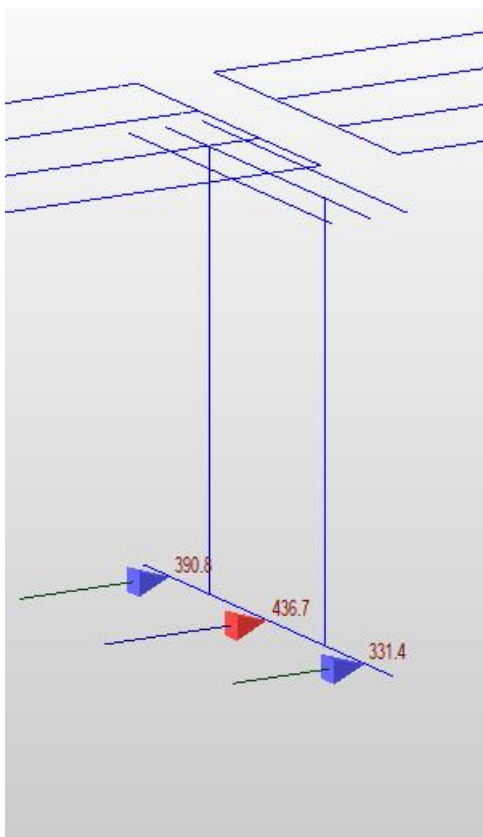
Per il dimensionamento dei micropali viene ipotizzato che l'incremento del carico dovuto all'allargamento dell'impalcato sarà affidato ai micropali, in questo caso questo carico aggiuntivo viene ricavato confrontando i modelli di calcolo anteoperam e postoperam. Considerando la pila più sollecitata in entrambi i casi.



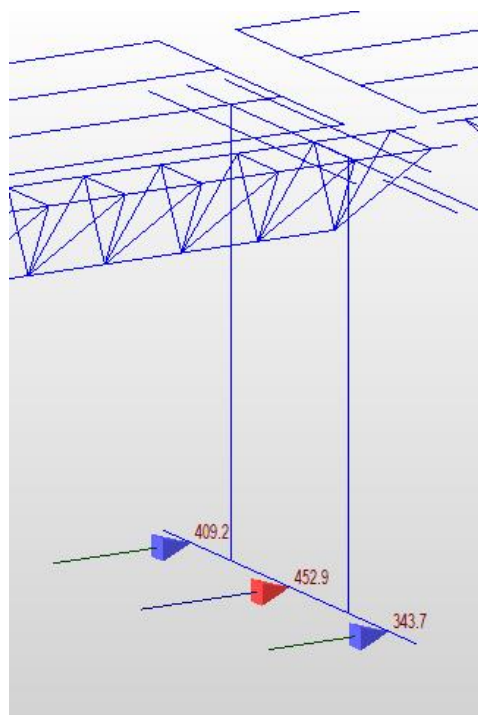
**Reazioni verticali anteoperam**



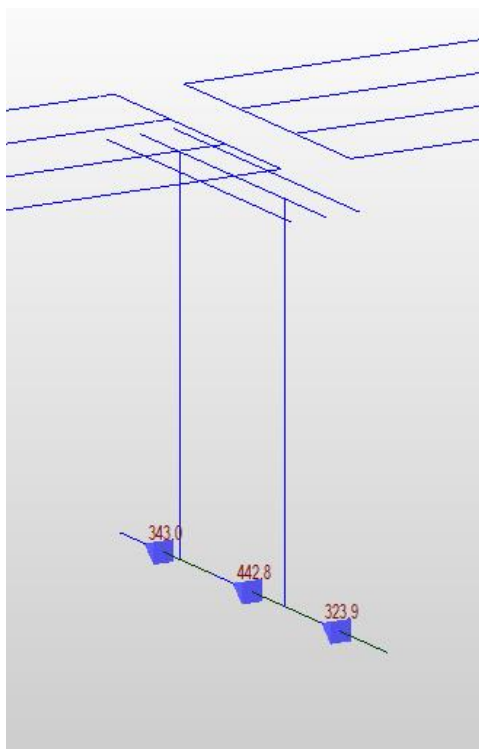
**Reazioni verticali postoperam**



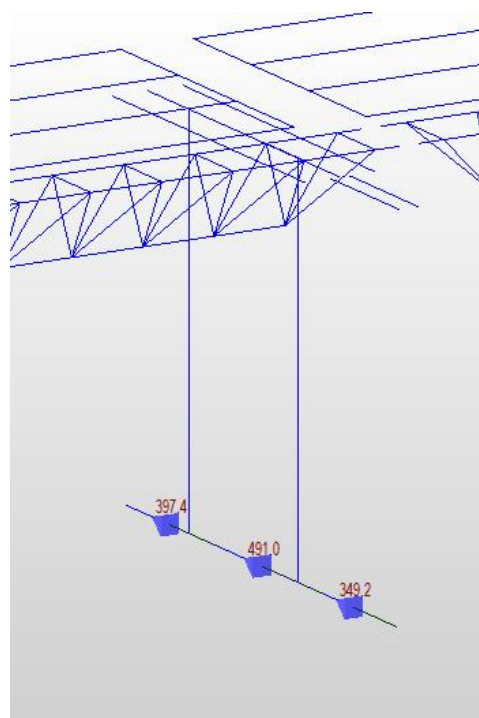
**Forza di taglio direzione x-x anteoperam**



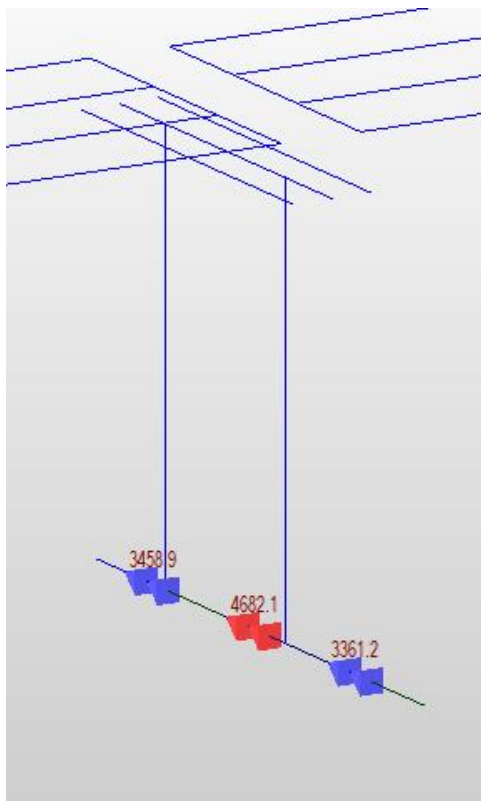
**Forza di taglio direzione x-x postoperam**



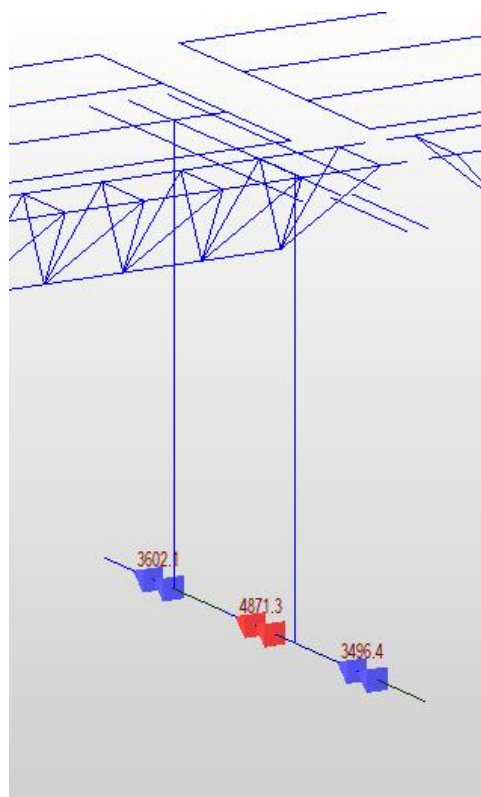
**Forza di taglio direzione y-y anteoperam**



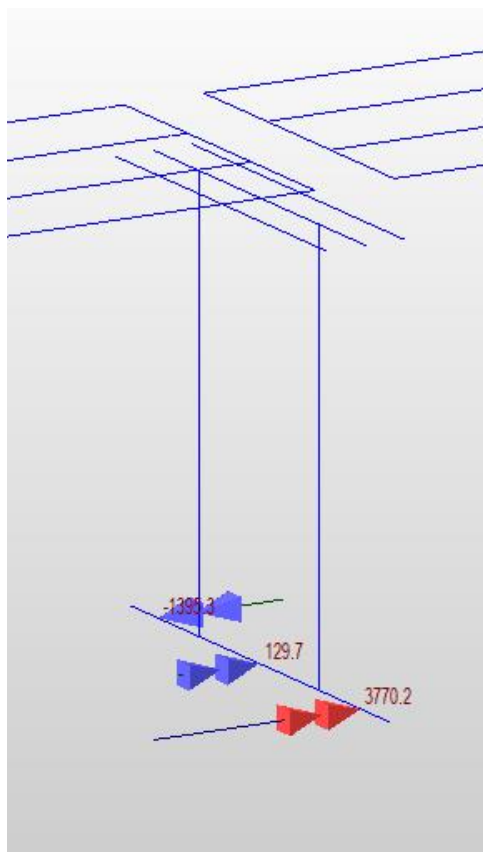
**Forza di taglio direzione y-y postoperam**



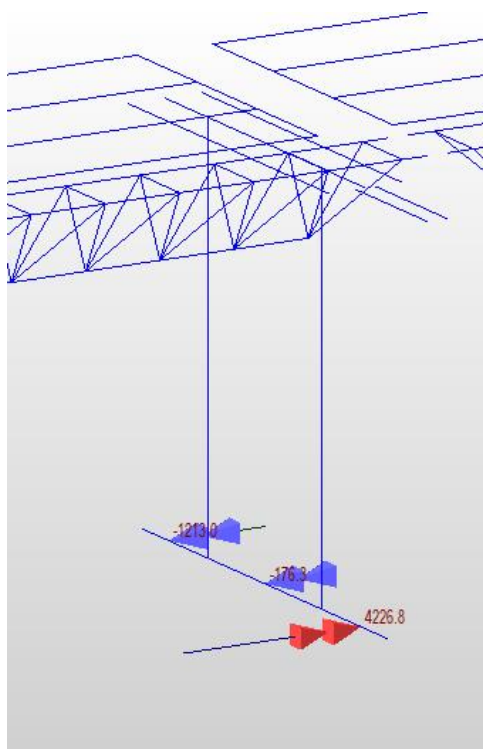
**Momento direzione y-y anteoperam**



**Momento direzione y-y postoperam**



**Momento direzione x-x anteoperam**



**Momento direzione x-x postoperam**

Dalla geometria della fondazione si evince che in corrispondenza con ogni palo della fondazione esistente vengono aggiunti 6 micropali, e per questo motivo le variazioni di carico saranno affidati a 6 micropali. In seguito si riportano i valori massimi di queste variazioni. Nei valori riportati vengono aggiunti il peso proprio del cordolo, ed il carico aggiuntivo dovuto alla corrente del fiume.

	Variazione di carico totale (kN)	Variazione di carico a micropalo (kN)
Forza assiale	1628	271,33
Taglio direzione y-y	249	41,50
Taglio direzione x-x	508,40	84,73
Momento direzione y-y	467,60	77,93
Momento direzione x-x	455,8	75,97

Considerando una lunghezza di infissione del micropalo di 20 m, considerata dal intradosso della fondazione, e trascurando la portanza dei primi 5 metri. E per quanto riguarda le caratteristiche del terreno, in assenza di indagini specifiche sull'alveo i valori assunti in maniera cautelativa sono riportati in seguito, e si presenta anche il calcolo della portanza del singolo palo.

PARAMETRI MEDI CARATTERISTICI (SABBIA)	
$\gamma_n$ (kN/m <sup>3</sup> )	17,652
$\phi' (^{\circ})$	25
CARATTERISTICHE PALO	
$\phi_p$	240 mm
$L_p$	20 m
RESISTENZA LATERALE	
$K_s$	0,82
$K_0$	1,00
$\phi'_s$	25
Strato 1	0 m
Strato 1	5 m
Strato 2	5 m
Strato 2	20 m
Strato 3	0 m
Strato 3	0 m
$Q_{Ls1}$	0,0 kN
$Q_{Ls2}$	866,7 kN
$Q_{Ls3}$	0,0 kN
$Q_{TOT,C}$	866,7 kN/palo
$Q_{TOT,T}$	866,7 kN/palo
Resistenze caratteristiche Coefficienti di sicurezza	
$\gamma_R$	1,15
$\xi_1$	1,65
$Q_{TOT,Ck}$	456,74 kN
$Q_{TOT,Tk}$	456,74 kN

Per quanto riguarda l'armatura del palo viene usato un tubolare di diametro 177.8 mm, con spessore 12.5 mm. Per le verifiche viene trascurata la resistenza della tuboforma.

ARMATURA Ø177,8mm t = 12,5mm		
MATERIALE		
Acciaio	Classe	S355
Coefficiente di sicurezza	$\gamma_M$	1,05
Tensione di snervamento	$f_{yk}$	355 Mpa
Tensione di calcolo	$f_{yd}$	338 MPa
SEZIONE (UNI EN 10219-2:2006)		
Diametro esterno	D	177,8 mm
Spessore (s ≤ 40mm)		12,5 mm
Diametro interno		165,3 mm
Momento d'inerzia		2,23E-04 m <sup>4</sup>
Area sezione trasversale		6,49E-03 m <sup>2</sup>
Modulo resistente a flessione		3,42E-04 m <sup>3</sup>
Modulo resistente a taglio		4,13E-03 m <sup>3</sup>
Area resistente a taglio		6,49E-03 m <sup>2</sup>
A*v/A		1
AZIONI RESISTENTI ELEMENTARI		
Azione assiale resistente		2194 kN
Taglio resistente		806 kN
Momento resistente		116 kN-m

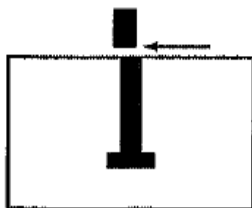
In base ai valori riportati delle resistenze per ogni micropalo, viene riportato in seguito le verifiche di portanza del singolo palo, e la resistenza dell'armatura tubolare.

FATTORE DI SFRUTTAMENTO MICROPALI	
	$E_d/R_d$
Portanza	0,60
Resistenza assiale	0,15
Resistenza a taglio	0,11
Resistenza a flessione	0,65

In tutti i casi il fattore di sfruttamento dei micropali  $E_d/R_d < 1$ .

Per garantire la collaborazione tra la fondazione esistente e il nuovo ringrosso della fondazione, sono previsti degli inghisaggi alla fondazione esistente, questi inghisaggi sono previsti con una infissione di 300 mm e le barre hanno uno spessore da 20mm. Questi barre vengono verificate al taglio esistente all'interfaccia tra la fondazione esistente ed il nuovo cordolo per i micropali. Per la verifica in totale sono stati considerati 72 inghisaggi da realizzarsi lungo tutta la fondazione, in maniera tale da garantire l'adeguata collaborazione tra i micropali e la fondazione esistente. In seguito viene riportato il calcolo della resistenza degli inghisaggi.

**ROTTURA DELL'ACCIAIO SENZA BRACCIO DI LEVA**



Numero tirafondi resistenti a taglio	$n_{V,tot} =$	72
Area resistente	$A_{res} =$	314,20 mm <sup>2</sup>
Tensione caratteristica di snervamento	$f_{yk} =$	450 N/mm <sup>2</sup>
Tensione caratteristica di rottura	$f_{uk} =$	540 N/mm <sup>2</sup>
Coefficiente parziale di sicurezza acciaio	$g_{Ms} = 1,00 \cdot f_{uk}/f_{yk} \geq 1,25$	1,2
Coefficiente che tiene conto della resistenza a rottura dell'acciaio	$k_6 =$	0,5
Resistenza caratteristica a taglio	$V_{Rk,s} = k_6 \cdot A_s \cdot f_{uk} =$	6108,05 kN
Resistenza di calcolo a taglio	$V_{Rd,s} = V_{Rk,s} / g_{Ms} =$	5090,04 kN

In questo caso la forza di taglio è uguale alla forza di taglio che dovrebbe essere resistita dai tirafondi è uguale alla variazione totale del carico assiale tra lo stato di fatto e lo stato di progetto che come riportato in precedenza è 1628 kN, e quindi in base ai valori riportati sopra il fattore di sfruttamento  $E_d/R_d$  è  $0.35 < 1$ .