



# **RELAZIONE DI CALCOLO DELLE SOTTOSTRUTTURE PONTI IN ACCIAIO**

## INDICE

<b>1. INTRODUZIONE .....</b>	<b>6</b>
1.1 Caratteristiche dell'opera.....	6
1.2 Livello di conoscenza e fattore di confidenza.....	9
1.3 Descrizione della documentazione di partenza.....	10
1.4 Documentazione fotografica.....	11
1.5 Criteri di calcolo.....	15
<b>2. NORMATIVE E RIFERIMENTI.....</b>	<b>16</b>
2.1 Normative e standard.....	16
<b>3. MATERIALI .....</b>	<b>17</b>
3.1 Acciaio .....	17
3.2 Calcestruzzi per opere d'arte strutturali .....	17
<b>4. MODELLAZIONE .....</b>	<b>18</b>
<b>5. ANALISI DEI CARICHI .....</b>	<b>21</b>
5.1 Impalcato metallico.....	21
5.2 Soletta in c.a. ....	21
5.3 Permanenti.....	22
5.4 Carico Accidentale .....	22
5.4.1 Carico Accidentale folla.....	22
5.4.2 Carico Accidentale mezzi .....	23
5.5 Effetti del vento .....	28
5.5.1 Velocità base di riferimento .....	28
5.5.2 Velocità di riferimento.....	29
5.5.3 Pressione cinetica di riferimento .....	30
5.5.4 Coefficiente di esposizione.....	30
5.5.5 Coefficiente di forma.....	33
5.5.6 Pressione del vento.....	33
5.5.7 Azione del vento a ponte scarico .....	35
5.5.8 Azione del vento a ponte carico .....	36
5.6 Effetti della temperatura .....	37
5.6.1 Temperatura dell'aria esterna .....	37
5.6.2 Distribuzione della temperatura negli elementi strutturali .....	38
5.7 Frenamento.....	39
5.8 Attrito.....	39
5.9 Azioni sismiche .....	40
5.9.1 Vita nominale .....	40
5.9.2 Classe d'uso .....	40
5.9.3 Periodo di riferimento per l'azione sismica.....	40
5.9.4 Stati limite e relative probabilità di superamento.....	40
5.9.5 Parametri di progetto .....	41
5.9.6 Classificazione sismica del terreno .....	42
5.9.7 Condizioni topografiche .....	43
5.9.8 Spettro di risposta elastico in accelerazione .....	43
5.9.9 Spettro di risposta elastico in accelerazione componenti orizzontali .....	43

5.9.10	Spettro di risposta elastico in accelerazione componenti verticali .....	45
5.9.11	Spettro di progetto .....	46
5.9.12	Determinazione della massa partecipante .....	47
5.9.13	Combinazione degli effetti sismici .....	48
5.9.14	Combinazione dell'azione sismica con le altre azioni .....	49
<b>6.</b>	<b>SCHEMI DI CALCOLO E MODELLAZIONE .....</b>	<b>50</b>
6.1	Sicurezza e calcolo delle prestazioni attese .....	50
6.1.1	Stati limite ultimi (SLU) .....	50
6.1.2	Stati limite di esercizio (SLE) .....	50
6.2	Valutazione della sicurezza .....	51
6.3	Combinazione dei carichi .....	52
6.3.1	Combinazioni SLU, sismica e SLE .....	54
<b>7.</b>	<b>VERIFICA DELLA PILA .....</b>	<b>56</b>
7.1	Pulvino .....	56
7.1.1	Verifica del pulvino a flessione allo SLU STR e SLV .....	56
7.1.2	Verifica del fusto a taglio allo SLU STR e SLV .....	64
7.1.3	Riassunto dei risultati delle verifiche .....	71
7.2	Fusto .....	72
7.2.1	Verifica del fusto a flessione allo SLU STR e SLV .....	72
7.2.2	Verifica del fusto a taglio allo SLU STR e SLV .....	78
7.2.3	Riassunto dei risultati delle verifiche .....	83
7.3	Traverso inferiore .....	84
7.3.1	Verifica del traverso inferiore a flessione allo SLU STR e SLV .....	84
7.3.2	Verifica del fusto a taglio allo SLU STR e SLV .....	92
7.3.3	Riassunto dei risultati delle verifiche .....	99
7.4	Cordolo di base .....	100
7.4.1	Verifica del cordolo di base a mensola tozza allo SLU STR e SLV .....	100
7.4.2	Riassunto dei risultati delle verifiche .....	106
7.5	Pali .....	107
7.5.1	Verifica della capacità portante per carichi verticali .....	107
7.5.2	Verifica a presso/tenso flessione allo SLU STR e SLV .....	114
7.5.3	Verifica a taglio allo SLU STR e SLV .....	120
7.5.4	Verifica a capacità portante per carichi orizzontali .....	122
7.5.5	Riassunto dei risultati delle verifiche .....	127
<b>8.</b>	<b>VERIFICA DELLA SPALLA .....</b>	<b>128</b>
8.1	Geometria della spalla e parametri dei pali .....	129
8.2	Azioni trasmesse dall'impalcato .....	130
8.3	Parametri sismici, parametri del terreno e azioni trasmesse dal terreno .....	131
8.4	Combinazioni dei carichi .....	132
8.5	Verifiche di stabilità .....	133
8.6	Azioni sui pali .....	134
8.7	Verifiche dei pali .....	136
8.7.1	Verifica della capacità portante per carichi verticali .....	136
8.7.2	Verifica a presso/tenso flessione allo SLU STR e SLV .....	137
8.7.3	Verifica a taglio allo SLU STR e SLV .....	141
8.7.4	Verifica a capacità portante per carichi orizzontali .....	143
8.7.5	Riassunto dei risultati delle verifiche .....	148

	Ponti metallici sul canale Milano – Cremona – Po Verifica statica e sismica
--	--

8.8	Verifica del cordolo di fondazione .....	149
8.8.1	Determinazione delle sollecitazioni .....	149
8.8.2	Verifica a flessione allo SLU.....	150
8.8.3	Verifica a taglio allo SLU .....	151
8.8.4	Riassunto dei risultati delle verifiche .....	155
8.9	Verifica del paraghiaia .....	156
8.9.1	Determinazione delle sollecitazioni .....	156
8.9.2	Verifica a flessione allo SLU.....	158
8.9.3	Verifica a taglio allo SLU .....	159
8.9.4	Riassunto dei risultati delle verifiche .....	160

## 9. CONCLUSIONI E PROPOSTE DI INTERVENTO.... ERRORE. IL SEGNA LIBRO NON È DEFINITO.

## INDICE DELLE FIGURE

<b>Figura 1</b> – Inquadramento territoriale .....	6
<b>Figura 2</b> – Sezione trasversale campata di riva .....	7
<b>Figura 3</b> – Sezione trasversale campata centrale .....	7
<b>Figura 4</b> – Dettaglio di appoggio della campata di riva.....	8
<b>Figura 5</b> – Livelli di conoscenza per le costruzioni in cemento armato .....	9
<b>Figura 6</b> – Etichette dei joints .....	19
<b>Figura 7</b> – Etichette dei frames .....	20
<b>Figura 8</b> – Vista estrusa del ponte .....	20
<b>Figura 9</b> – Sezione trasversale .....	21
<b>Figura 10</b> – Ripartizione carichi soletta.....	21
<b>Figura 11</b> – Ripartizione carichi permanenti .....	22
<b>Figura 12</b> – Ripartizione carichi folla condizione 1 .....	22
<b>Figura 13</b> – Ripartizione carichi folla condizione 2 .....	23
<b>Figura 14</b> – Ripartizione carichi accidentali condizione 1 – corsia 1 .....	25
<b>Figura 15</b> – Ripartizione carichi accidentali condizione 1 – corsia 2 .....	25
<b>Figura 16</b> – Ripartizione carichi accidentali condizione 1 – corsia Rimanente.....	26
<b>Figura 17</b> – Ripartizione carichi accidentali condizione 2 – corsia 1 .....	26
<b>Figura 18</b> – Ripartizione carichi accidentali condizione 2 – corsia Rimanente n.1 .....	27
<b>Figura 19</b> – Ripartizione carichi accidentali condizione 2 – corsia Rimanente n.2 .....	27
<b>Figura 20</b> – Azione del vento a ponte scarico .....	35
<b>Figura 21</b> – Azione del vento a ponte carico .....	36
<b>Figura 22</b> – Momento flettente allo SLU STR.....	149
<b>Figura 23</b> – Azione tagliante allo SLU STR .....	149

## 1. INTRODUZIONE

La presente relazione di calcolo riporta le verifiche statiche degli impalcati dei tre ponti in acciaio esistenti sul canale Milano – Cremona – Po situati in prossimità dell'abitato di Spinadesco (Cremona). Tali opere presentano le medesime caratteristiche geometriche ed allo stato attuale consentono il passaggio di tutti i mezzi previsti dalle normative vigenti senza alcuna limitazione di transito.



Figura 1 – Inquadramento territoriale

### 1.1 Caratteristiche dell'opera

Per i tre ponti in oggetto si è adottata la medesima soluzione, suggerita dall'evidenza dei sondaggi geognostici disponibili al momento della realizzazione dell'opera e, soprattutto, dalla eventualità di una sua ripetuta applicazione. Tale soluzione prevede uno schema isostatico composto da una campata centrale avente luce pari a 49,10 m, semplicemente appoggiata sulle pile (appoggi fissi su una delle pile e appoggi unidirezionali longitudinali sull'altra) e due minori campate laterali, tra loro identiche e di luce pari a 15,00 m, vincolate con appoggio mobile sulle spalle e a cerniera sulle estremità delle travi centrali.

La realizzazione di un'opera avente tali caratteristiche geometriche è stata propedeutica al raggiungimento dei seguenti scopi:

- 1) Sottrarre la struttura agli effetti di eventuali cedimenti delle fondazioni;
- 2) Sollecitare tutte le sezioni con momento positivo, con conseguente completo sfruttamento del calcestruzzo in compressione ed eliminando il fenomeno di fessurazione della soletta nelle zone di momento negativo;
- 3) Trasmettere alle pile reazioni sempre centrate ed alle spalle sempre positive per qualsiasi disposizione di carico;
- 4) Permettere una maggior semplicità di montaggio.

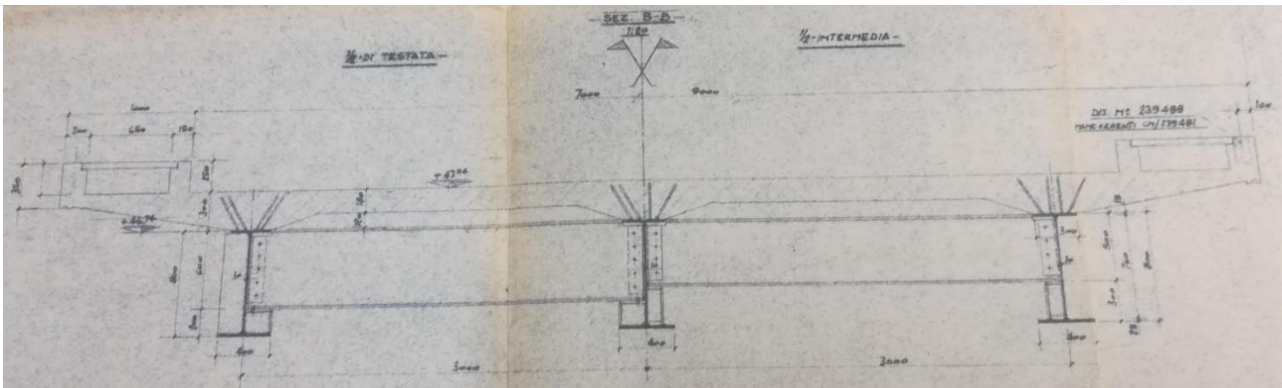
L'impalcato è costituito da tre travi in acciaio a parete piena, di altezza costante nelle diverse campate, poste ad interasse di 3 m e da traversi, reticolari nella campata centrale, a parete piena in quelle laterali, pure ad

interasse 3 m. le travi e i traversi portano una soletta di calcestruzzo armato cui forniscono l'appoggio su campi quadrati di 3 x 3 metri. La soletta inoltre è resa solidale alle travi da appositi ancoraggi e con esse collabora a sopportare le sollecitazioni indotte dai carichi accidentali e permanenti.

Gli apparecchi di appoggio della campata centrale sono realizzati con segmenti di rullo in acciaio. Le campate laterali hanno appoggi metallici in corrispondenza delle cerniere e appoggi in teflon in corrispondenza delle spalle. Le fondazioni previste sono pari a 6 pali di tipo Frankie di diametro superiore pari a 55 cm.

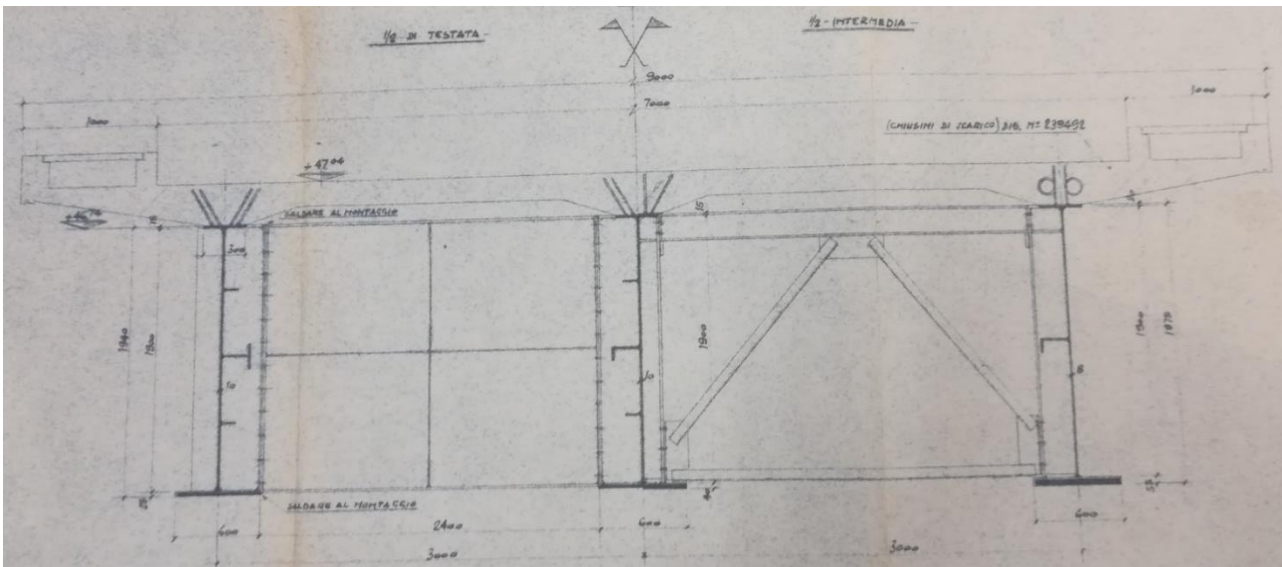
Le due spalle sopportano la reazione verticale delle campate laterali e, grazie alla loro posizione, una debole spinta di terreno da parte del rilevato di accesso al ponte. Sono realizzate da 2 pali di diametro 50 cm collegati in testa da una traversa sagomata a sella che porta a sbalzo, alle sue estremità, le due pareti di risvolto. L'aspetto architettonico dell'insieme è stato dettato dall'assoluta funzionalità statica dell'opera. La campata centrale come pure quelle laterali non portano irrigidimenti in vista.

### Sezione trasversale campata di riva



**Figura 2 – Sezione trasversale campata di riva**

## Sezione trasversale campata centrale



**Figura 3 – Sezione trasversale campata centrale**

La sede stradale è caratterizzata da due corsie di marcia ciascuna di larghezza pari a 350 cm, affiancate da due marciapiedi laterali di larghezza pari a 100 cm.



Nella figura seguente si schematizza i dettagli dell'appoggio della campata di riva sulla pila intermedia.



**Figura 4** – Dettaglio di appoggio della campata di riva

La soletta in calcestruzzo armato ordinario ha uno spessore variabile da 18 a 30 cm, ringrossato in corrispondenza dell'attacco alle travi principali). La soletta è resa solidale e collaborante con la sottostruttura in acciaio tramite connettori, tipo barre, collocati sulla piattabanda superiore delle travi principali.

La sezione longitudinale è segmentata in differenti tipologie di conci, aventi lunghezza variabile. Tali tipologie di conci sono simmetriche rispetto alla mezzeria della campata centrale. Inoltre si specifica che essi sono collegati tramite giunti saldati e tramite un solo giunto bullonato collocato a 8,18 m rispetto all'asse delle pile verso la campata centrale.

Il getto della soletta in calcestruzzo è avvenuto su sostegni provvisori collocati in corrispondenza dei giunti bullonati. In questo modo le sollecitazioni delle fasi di pesi propri sono già assegnate alla sezione mista in seconda fase.

Le opere oggetto della presente relazione sono state progettate e calcolate secondo i metodi della scienza delle costruzioni, adottando per le verifiche il criterio degli stati limite (S.L.). Tali verifiche, per ciascun elemento strutturale, sono contenute nella presente relazione di calcolo.



## 1.2 Livello di conoscenza e fattore di confidenza

Dalle ricerche condotte è stato possibile reperire gli elaborati del progetto realizzato e le relative relazioni tecniche. Quindi sono stati individuati mediante sopralluogo svolto in data 6 dicembre 2018, i singoli elementi strutturali e le loro caratteristiche geometriche risultati conformi con quanto indicato negli elaborati di progetto.

Livello di Conoscenza	Geometria (carpenterie)	Dettagli strutturali	Proprietà dei materiali	Metodi di analisi	FC
LC1	Da disegni di carpenteria originali con rilievo visivo a campione oppure rilievo ex-novo completo	Progetto simulato in accordo alle norme dell'epoca e <i>limitate</i> verifiche in-situ	Valori usuali per la pratica costruttiva dell'epoca e <i>limitate</i> prove in-situ	Analisi lineare statica o dinamica	1.35
LC2		Disegni costruttivi incompleti con <i>limitate</i> verifiche in situ oppure estese verifiche in-situ	Dalle specifiche originali di progetto o dai certificati di prova originali con <i>limitate</i> prove in-situ oppure estese prove in-situ	Tutti	1.20
LC3		Disegni costruttivi completi con <i>limitate</i> verifiche in situ oppure esaustive verifiche in-situ	Dai certificati di prova originali o dalle specifiche originali di progetto con estese prove in situ oppure esaustive prove in-situ	Tutti	1.00

**Figura 5** – Livelli di conoscenza per le costruzioni in cemento armato

### Geometria

La geometria della struttura è nota o in base a un rilievo o dai disegni originali. In quest'ultimo caso è effettuato un rilievo visivo a campione per verificare l'effettiva corrispondenza del costruito ai disegni. I dati raccolti sulle dimensioni degli elementi strutturali, insieme a quelli riguardanti i dettagli strutturali, saranno tali da consentire la messa a punto di un modello strutturale idoneo ad un'analisi lineare o non lineare.

### Dettagli costruttivi

I dettagli sono noti o da un'esaustiva verifica in-situ oppure dai disegni costruttivi originali. In quest'ultimo caso è effettuata una *limitata* verifica in-situ delle armature e dei collegamenti presenti negli elementi più importanti. I dati raccolti saranno tali da consentire, nel caso si esegua un'analisi lineare, verifiche locali di resistenza, oppure la messa a punto di un modello strutturale non lineare.

### Proprietà dei materiali

Informazioni sulle caratteristiche meccaniche dei materiali sono disponibili in base ai disegni costruttivi o ai certificati originali, o da esaustive verifiche in-situ. Nel primo caso sono anche eseguite estese prove in-situ; se i valori ottenuti dalle prove in-situ sono minori di quelli disponibili dai disegni o dai certificati originali, sono eseguite esaustive prove in-situ. I dati raccolti saranno tali da consentire, nel caso si esegua un'analisi lineare, verifiche locali di resistenza, oppure la messa a punto di un modello strutturale non lineare.

Nel caso in esame è possibile assumere un livello di conoscenza approfondito e pari a LC3 corrispondente ad un fattore di confidenza sui materiali pari a  $F_C=1,00$ .

	Ponti metallici sul canale Milano – Cremona – Po Verifica statica e sismica
--	--

### 1.3 Descrizione della documentazione di partenza

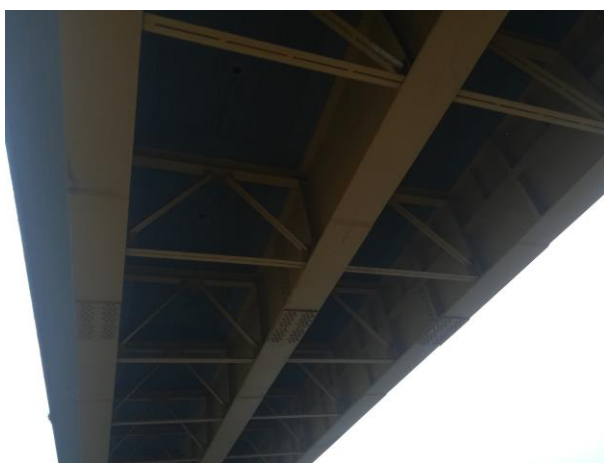
Tra gli elaborati a disposizione, le informazioni relative alla geometria delle opere in acciaio sono state desunte dalle tavole e dalle relazioni di calcolo redatte negli anni 60 dall'officina Savigliano, in particolare:

Elaborato n. CM/239494/A	Complessivo di montaggio
Elaborato n. CM/239490	Campata centrale
Elaborato n. CM/239491/A	Campata di estremità
Elaborato n. CM/239118/A	Relazione tecnica e calcoli statici
Elaborato n. CM/239754	Pozzetti di fondazione per appoggi al neoprene e mobili
Elaborato n.	Variante apparecchi d'appoggio
Elaborato n.239485	Carpenteria – Orditura pile
Elaborato n.239486	Carpenteria – Orditura spalle
Elaborato n.	Variante spalle

#### 1.4 Documentazione fotografica

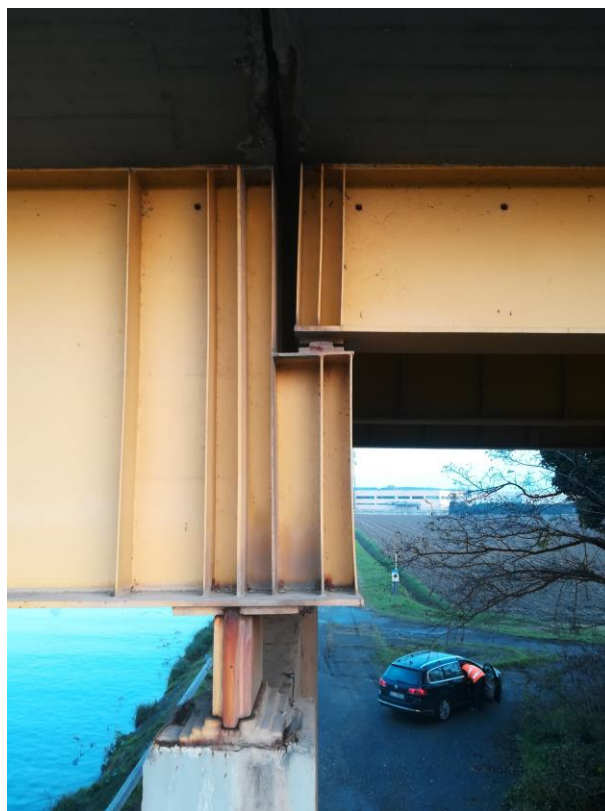
In data 6 dicembre 2018 è stato svolto un sopralluogo sui tre ponti metallici mediante cestello. Gli esiti sono riportati nella seguente documentazione fotografica.











## 1.5 Criteri di calcolo

I criteri generali di sicurezza, le azioni di calcolo e le caratteristiche dei materiali sono stati assunti in conformità con il D.M. 17.01.2018 – “Norme tecniche per le costruzioni”.

Vita nominale  $V_N = 50$  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

Classe d'uso 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.

Nel caso specifico il ponte è collocato su una strada extraurbana secondaria (tipo C1) a singola carreggiata e non appartenente a itinerari di collegamento tra capoluoghi di provincia ma di importanza critica per il mantenimento delle vie di comunicazione, dopo un evento sismico.

Coefficiente d'uso  $C_U = 2,00$

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



## 2. NORMATIVE E RIFERIMENTI

### 2.1 Normative e standard

Il dimensionamento delle opere in progetto è condotto in riferimento alle attuali normative e di seguito elencate.

D.M. 17/01/2018	Norme Tecniche per le costruzioni
Circ. Min. 2 febbraio 2009 n. 617	Istruzioni per l'applicazione delle "Nuove norme tecniche per la costruzioni" di cui al D.M. 14 gennaio 2008

### 3. MATERIALI

#### 3.1 Acciaio

Barre a aderenza migliorata: acciaio tipo Fe B 44 K (LC3)

- Tensione caratteristica di snervamento  $f_{yt} > 4.400 \text{ Kg/cm}^2$
- Tensione caratteristica di rottura  $f_{tk} > 5.500 \text{ Kg/cm}^2$

La tensione di design risultano:

per lo S.L.U.

$$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_m} \cdot \frac{1}{FC} = \frac{4.400}{1,15} \cdot \frac{1}{1,00} = 3.826 \text{ daN/cm}^2$$

#### 3.2 Calcestruzzi per opere d'arte strutturali

Classe di resistenza

**C35/45 (LC3)**

Modulo elastico	$E_c =$	34.625	N/mm <sup>2</sup>
Resistenza caratteristica a compressione cilindrica	$f_{ck} =$	37,35	N/mm <sup>2</sup>
Resistenza media a compressione cilindrica	$R_{ck} =$	45,00	N/mm <sup>2</sup>
Resistenza di calcolo a compressione (FC = 1,00)	$f_{cd} =$	21,17	N/mm <sup>2</sup>
Resistenza a trazione (valore medio)	$f_{ctm} =$	3,35	N/mm <sup>2</sup>
Resistenza caratteristica a trazione	$f_{ctk} =$	2,35	N/mm <sup>2</sup>
Resistenza caratteristica a trazione per flessione	$f_{ctfk} =$	2,82	N/mm <sup>2</sup>

## 4. MODELLAZIONE

In virtù del fatto che l'opera risale alla seconda metà degli anni '60, si procede ad un nuovo calcolo del viadotto in oggetto secondo quanto prescritto dalle normative vigenti e con l'utilizzo di opportuni software che consentono la discretizzazione dei vari elementi.

L'impalcato in oggetto viene schematizzato come graticcio di travi in cui si individuano due entità strutturali, quali le travi principali ed i traversi di appoggio e campata.

Le travi longitudinali presentano sempre le inerzie flessionali della sezione mista in acciaio e calcestruzzo.

I traversi invece sono caratterizzati solo dalle proprietà della sezione metallica.

Essendo l'impalcato non torsiorigido, la rigidezza torsionale dell'impalcato viene valutata mediante la formula valida per sezioni sottili aperte.

Viene individuata una sola fase:

- Fase unica: il graticcio è costituito dalle travi longitudinali ciascuna con una porzione di soletta collaborante e dai traversi, ed è caricato dal peso proprio di questi, dai carichi permanenti e dai carichi accidentali.

Le pile sono state modellate mediante elementi frames monodimensionali, assegnando ai fusti e ai traversi le sezioni effettivamente presenti. Le pile hanno una conformazione a telaio, con tre fusti, un traverso-pulvino superiore ed un traverso inferiore. Alla base di ogni fusto si sviluppa un cordolo in senso longitudinale che a mensola poggia su un palo di diametro 55 cm per lato. Ogni fusto poggia su due pali, per un totale di 6 pali per pila. I pali sono modellati per un tratto di lunghezza 5 diametri, poiché è dimostrato che a tale profondità in genere si riscontra il massimo momento flettente, e vincolati con l'ambiente esterno mediante vincoli incastro.

Il programma di calcolo ad elementi finiti a partire dalle sezioni trasversali assegnate ad i diversi elementi strutturali, calcola le inerzie e di conseguenza, in funzione della altezza e/o lunghezza e del grado di vincolo, le rigidezze.

I vincoli dei pali delle pile con l'esterno sono dei vincoli incastro. Le campate di riva dell'impalcato sono vincolate con le spalle mediante vincoli carrello e alla campata centrale mediante rilasci delle rigidezze interne (partial fixity springs) a simulare delle cerniere interne. Nel caso della campata centrale il collegamento con le pile è realizzato mediante elementi link a due nodi, i cui gradi di libertà simulano la presenza di tre appoggi fissi su una pila e di tre appoggi unidirezionali longitudinali sull'altra pila.

Il comportamento meccanico di tutti gli elementi è elastico lineare.

Per tutti i casi di carico statici è stata condotta un'analisi elastica lineare; nel caso dell'azione sismica, come verrà ribadito anche nel seguito, è stata svolta un'analisi lineare dinamica modale con spettro di risposta.

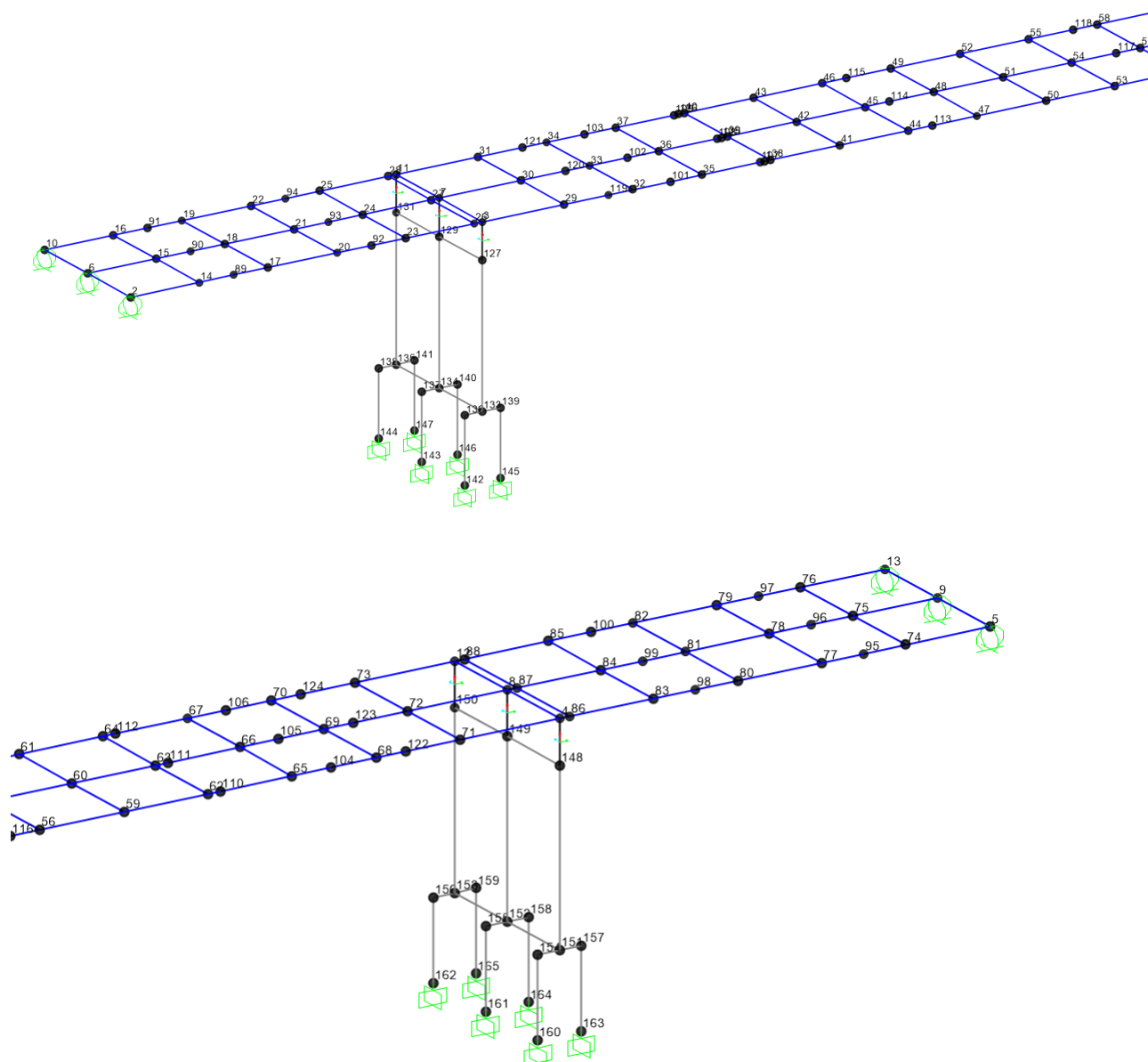


Figura 6 – Etichette dei joints

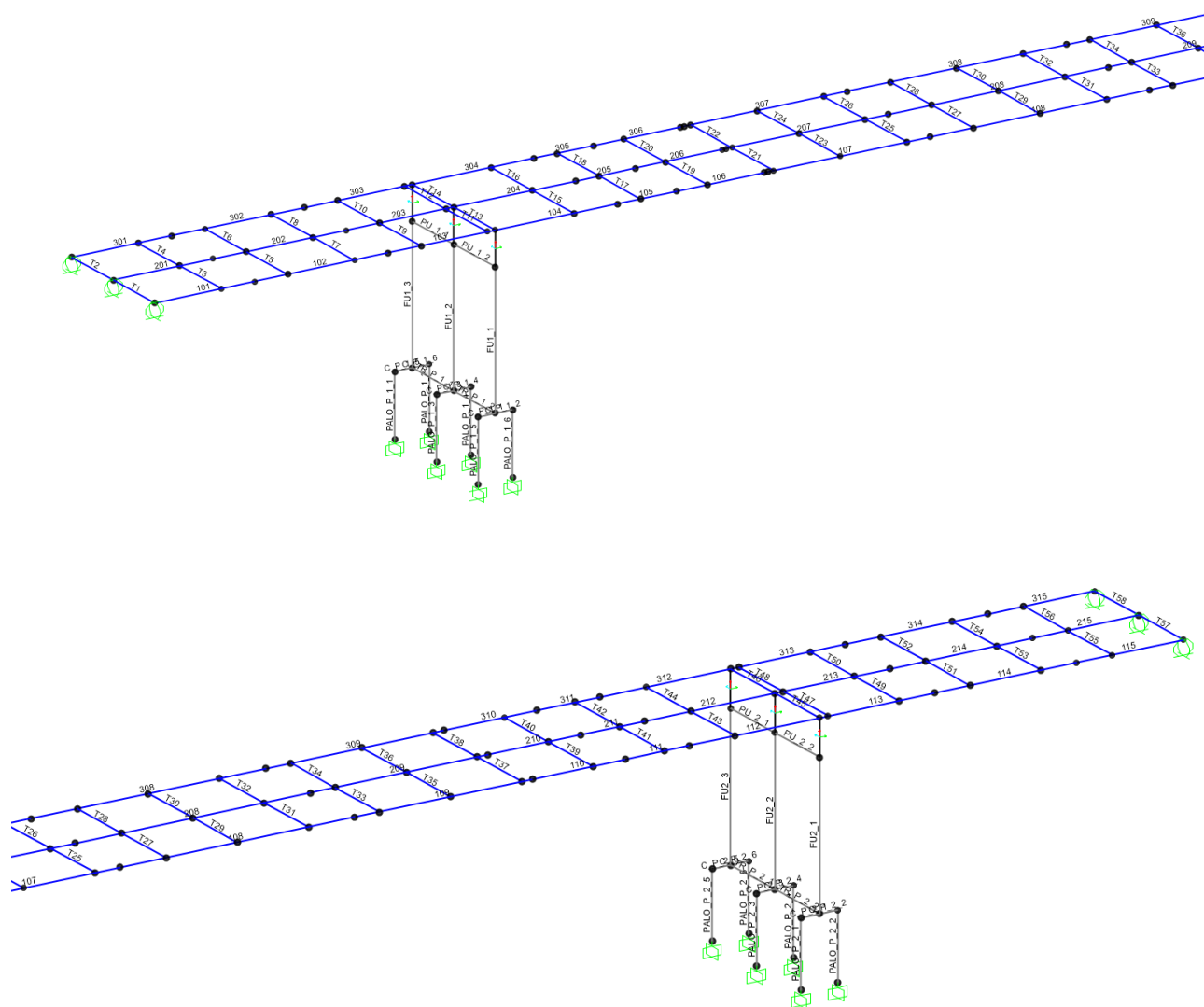


Figura 7 – Etichette dei frames

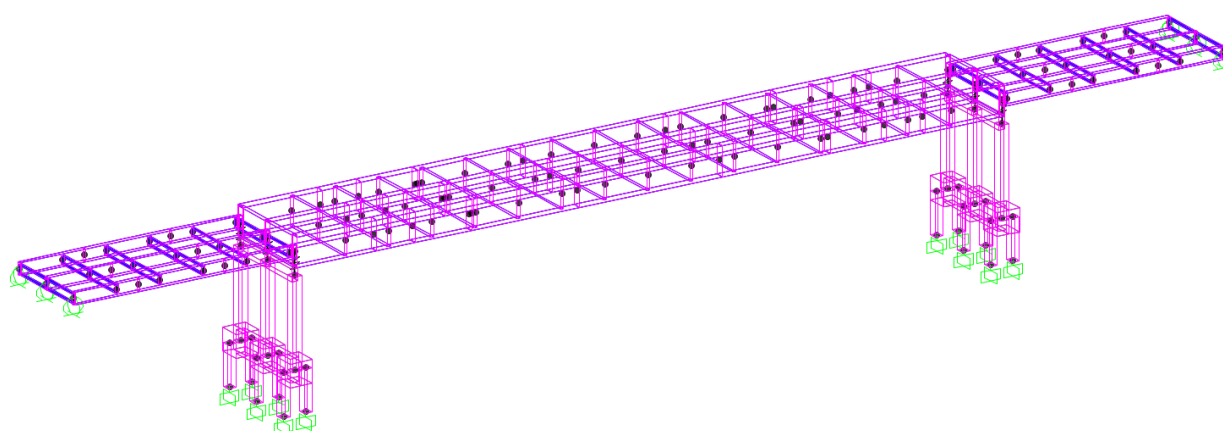


Figura 8 – Vista estrusa del ponte

## 5. ANALISI DEI CARICHI

### 5.1 Impalcato metallico

Il peso dell'impalcato metallico è stato assegnato ad ogni elemento nella modellazione ad elementi finiti imponendo il peso per unità di volume  $\gamma_s=78,50 \text{ kN/m}^3$ ; tali pesi sono poi stati incrementati del 35% per considerare il peso di saldature, irrigidimenti, controventi, piastre, pioli, imbottiture etc.

Si considera la seguente sezione trasversale, avente una larghezza costante pari a 9,00 m.

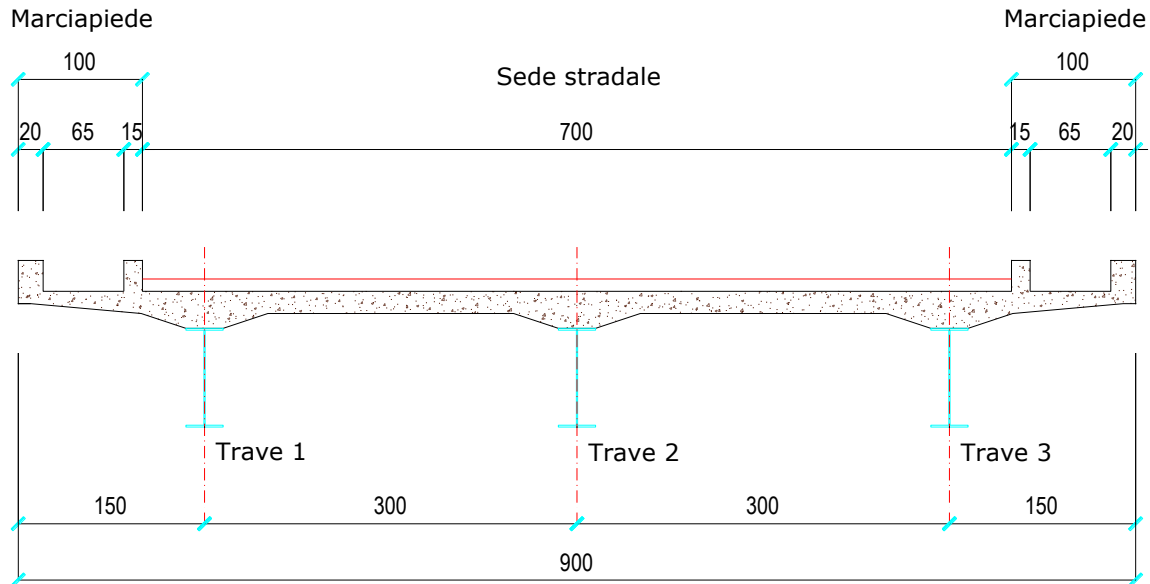


Figura 9 – Sezione trasversale

### 5.2 Soletta in c.a.

Si considerano le seguenti sezioni trasversali degli impalcati di larghezza variabile su cui agiscono i carichi di seguito esplicitati:

$$q_{soletta} = 0,18 \cdot 25,00 = 4,50 \text{ kN/m}^2$$

carico uniformemente distribuito sull'intera sezione

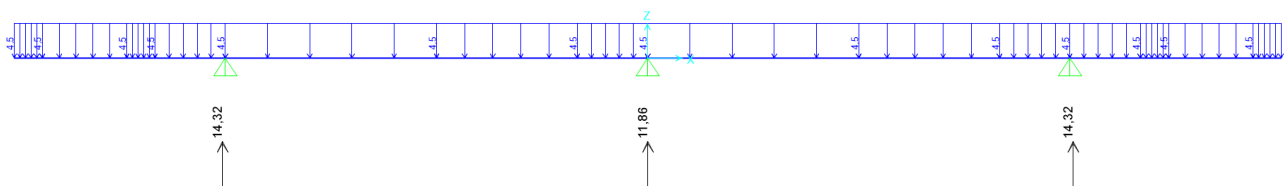
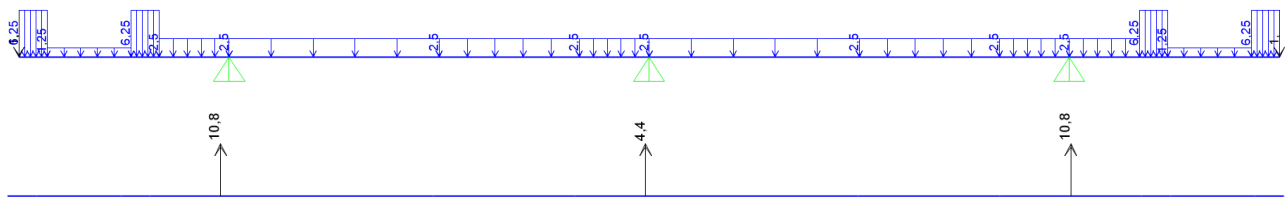


Figura 10 – Ripartizione carichi soletta

### 5.3 Permanenti

Si considerano le seguenti sezioni trasversali degli impalcati di larghezza variabile su cui agiscono i carichi di seguito esplicitati:

$q_{cordoli} = 0,25 \cdot 25,00 = 6,25 \text{ kN/m}^2$	cordoli su un'altezza assunta conservativamente pari a 16 cm
$q_{asfalto} = 2,50 \text{ kN/m}^2$	massicciata stradale
$p_{rete \text{ di protezione}} = 2 \times 1,00 \text{ kN/m}$	rete di protezione
$p_{guardrail} = 2 \times 1,50 \text{ kN/m}$	guardrail

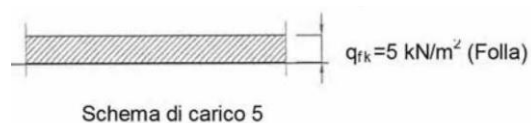


**Figura 11** – Ripartizione carichi permanenti

### 5.4 Carico Accidentale

#### 5.4.1 Carico Accidentale folla

Si considerano le seguenti sezioni trasversali degli impalcati di larghezza variabile su cui agisce il carico di seguito esplicitato:

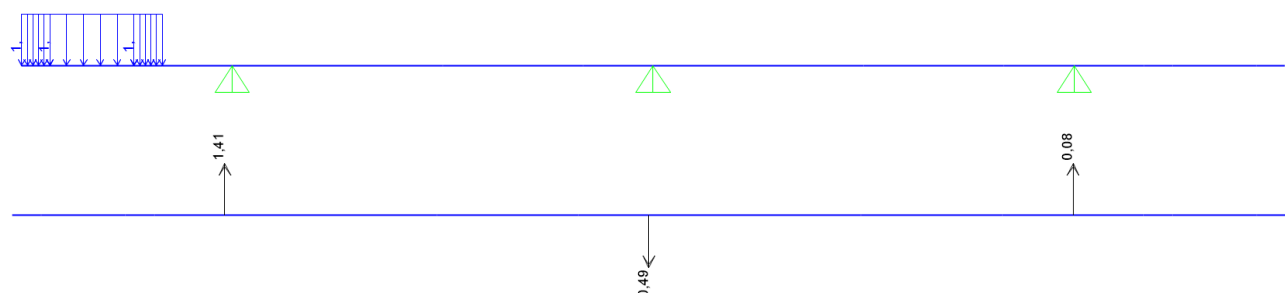


Le NTC 2018 prevedono quale carico della folla uniformemente ripartito, il valore di combinazione di 2,50 kN/mq, secondo lo schema 5.

Lo schema di calcolo adottato in fase di ripartizione è quello di trave continua con sbalzi laterali, caricata di volta in volta con carichi distribuiti della larghezza di 1,00 m, disposti in modo da determinare le condizioni di carico più gravose su entrambe le travi.

Si assume un ideale carico unitario sulle varie corsie; le reazioni possono quindi essere considerate come coefficienti che definiscono le aliquote di trasmissione dei carichi agenti sull'impalcato alle travi principali.

#### Condizione 1 – Folla eccentrica



**Figura 12** – Ripartizione carichi folla condizione 1



### Condizione 2 – Folla centrata

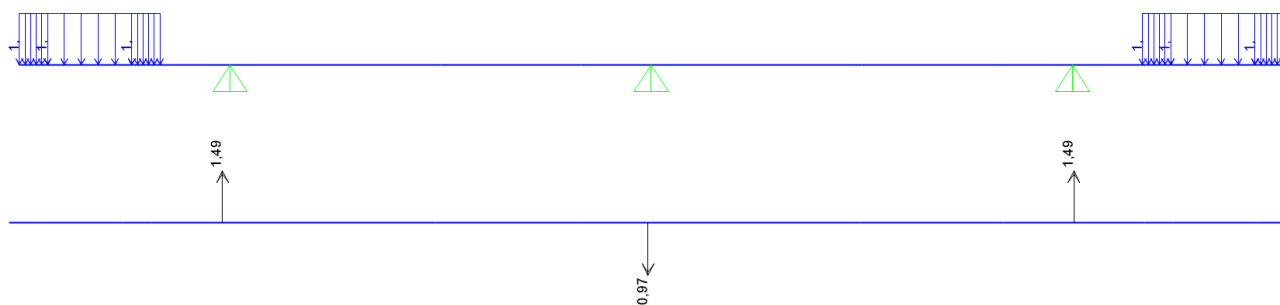
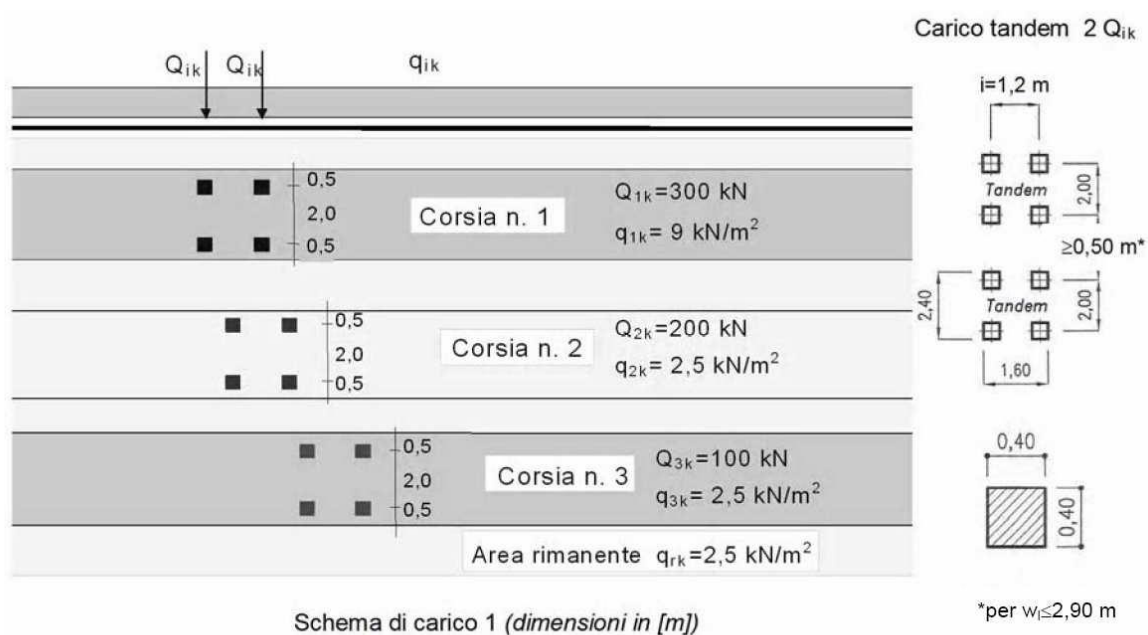


Figura 13 – Ripartizione carichi folla condizione 2

### 5.4.2 Carico Accidentale mezzi

Le azioni variabili del traffico definite nello Schema di Carico 1 sono costituite da carichi concentrati e da carichi uniformemente distribuiti. Tale schema è da assumere a riferimento sia per le verifiche globali, sia per le verifiche locali.



Il numero delle colonne di carichi mobili e la loro disposizione sono quelli massimi compatibili con la larghezza della carreggiata considerata.

Posizione	Carico Asse $Q_{ik}$ [KN]	$q_{ik}$ [KN/mq]
Corsia numero 1	300	9,00
Corsia numero 2	200	2,50
Corsia numero 3	100	2,50
Altre corsie		2,50

Si precisa che secondo le NTC 2018, i carichi mobili includono gli effetti dinamici.

#### Condizioni di carico trasversali

Lo schema di calcolo adottato è quello di trave continua con sbalzi laterali, caricata di volta in volta da carichi distribuiti della larghezza di 3,00 m, disposti in modo da determinare le condizioni di carico più gravose su entrambe le travi.

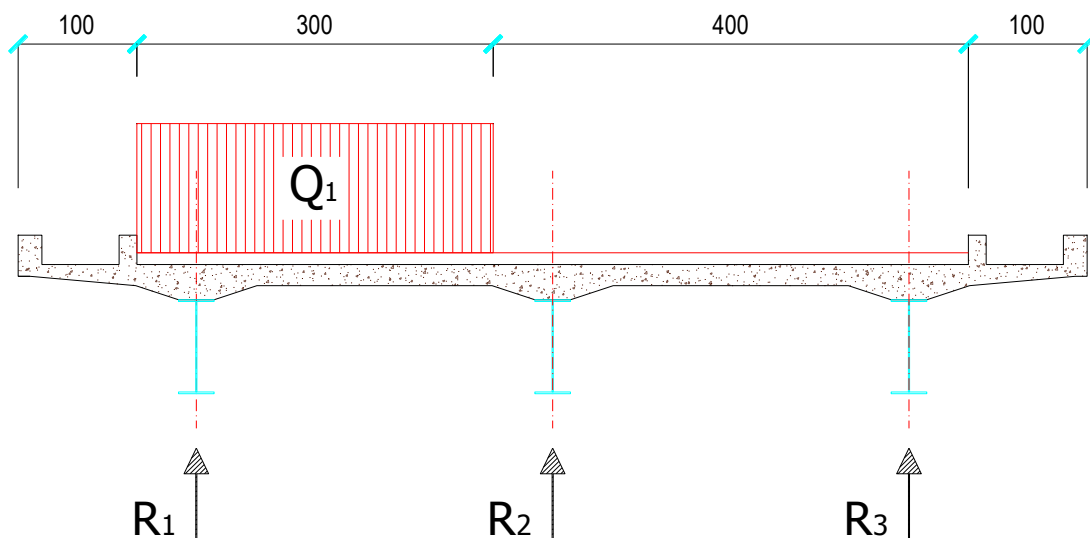
Si assume un ideale carico unitario sulle varie corsie; le reazioni possono quindi essere considerate come coefficienti che definiscono le aliquote di trasmissione dei carichi agenti sull'impalcato alle travi principali. Nel quadro di un accettabile comportamento trasversale della soletta, tali aliquote valgono sia per i carichi distribuiti che concentrati.

Inoltre sono state differenziate le seguenti condizioni:

- Condizione 1 carichi accidentali mezzi applicati in modo da sbilanciare la prima corsia di carico sul lato trave 1;
- Condizione 2 carichi accidentali mezzi applicati in modo da sbilanciare la prima corsia di carico sul lato trave 2.

Si considera la sezione trasversale tipica di larghezza pari a 9,00 m, con sede stradale di larghezza pari a 7,00 m. Sono previste due corsie di carico da normativa con 100 cm di rimanenza.

Condizione 1 – 1° corsia di carico

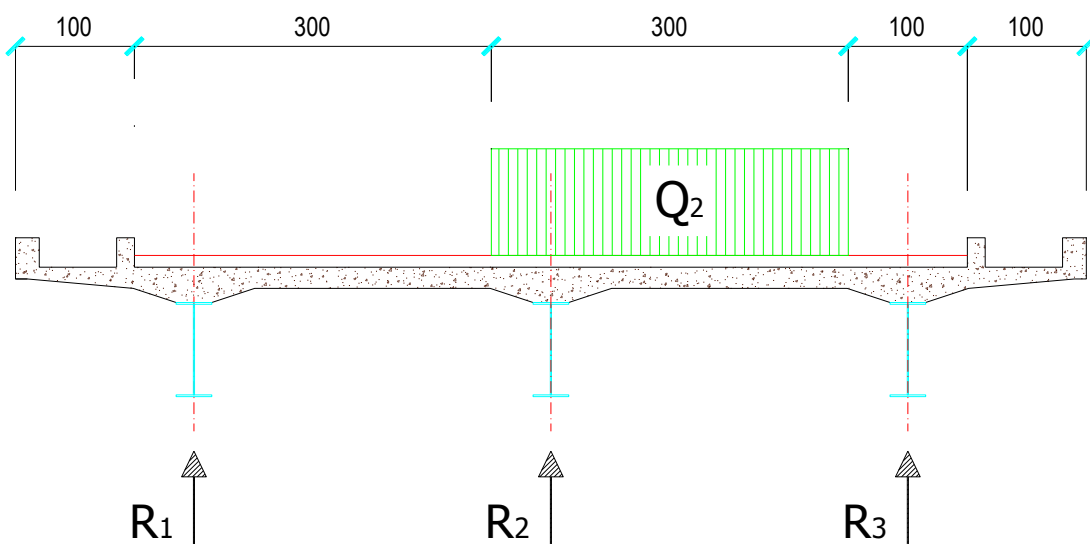


**Figura 14** – Ripartizione carichi accidentali condizione 1 – corsia 1

Di seguito si ripartiscono i carichi sulle travi:

Accidentali	$R_1$	$R_2$	$R_3$
Q 1-1	0,61	0,44	-0,05

Condizione 1 – 2° corsia di carico

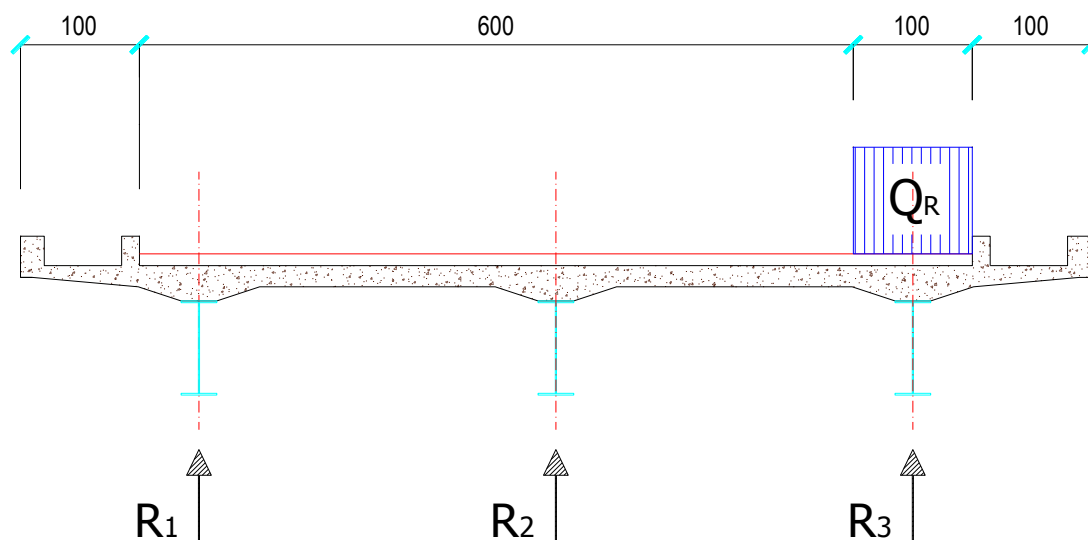


**Figura 15** – Ripartizione carichi accidentali condizione 1 – corsia 2

Di seguito si ripartiscono i carichi sulle travi:

Accidentali	$R_1$	$R_2$	$R_3$
Q 2-1	-0,04	0,76	0,28

Condizione 1 – Corsia rimanente di carico

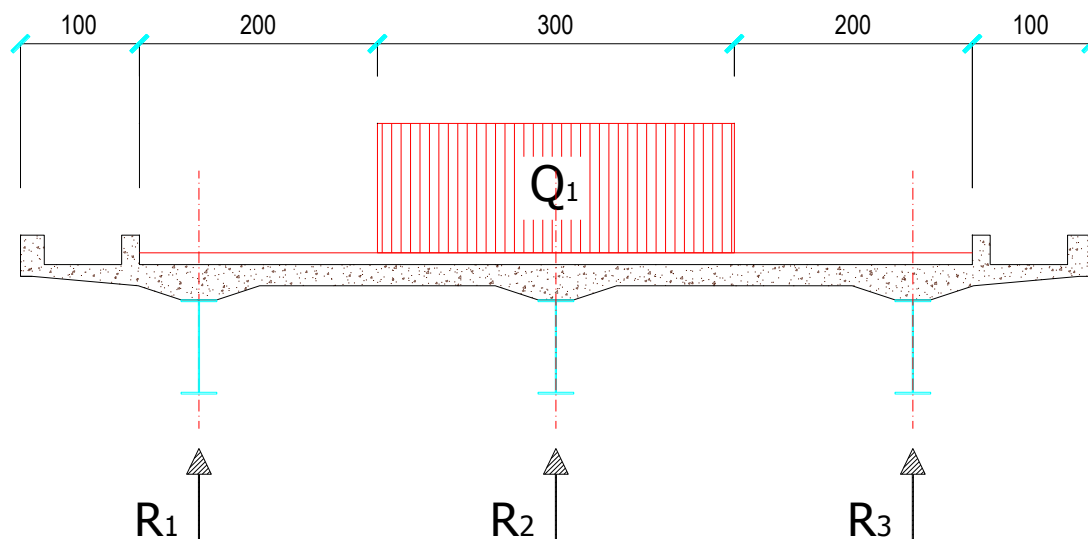


**Figura 16** – Ripartizione carichi accidentali condizione 1 – corsia Rimanente

Di seguito si ripartiscono i carichi sulle travi:

Accidentali	$R_1$	$R_1$	$R_2$
Q R-1	-	-	1,00

Condizione 2 – 1° corsia di carico

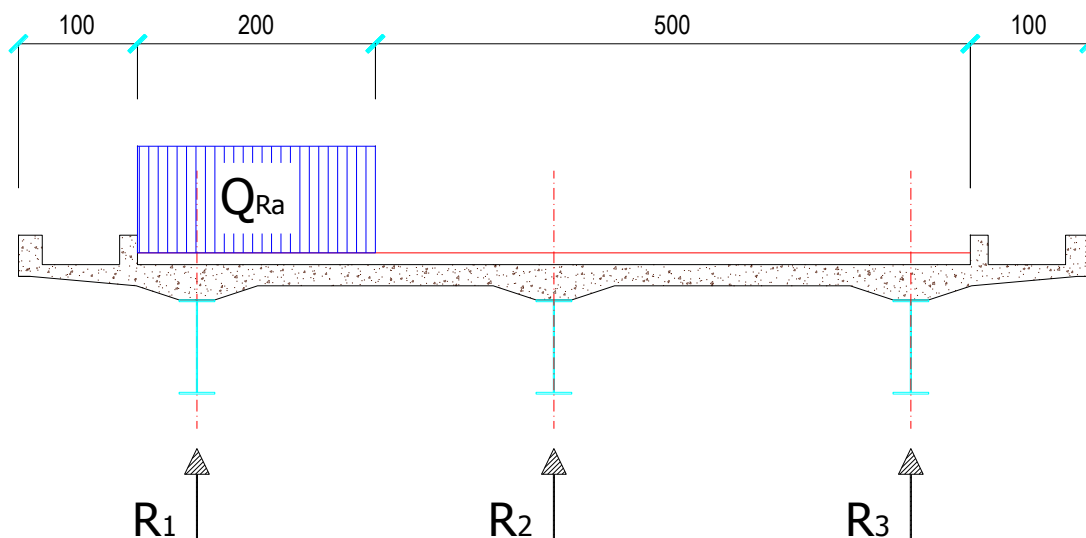


**Figura 17** – Ripartizione carichi accidentali condizione 2 – corsia 1

Di seguito si ripartiscono i carichi sulle travi:

Accidentali	$R_1$	$R_2$	$R_3$
Q 1-2	0,06	0,88	0,06

Condizione 2 – Corsia rimanente di carico n.1

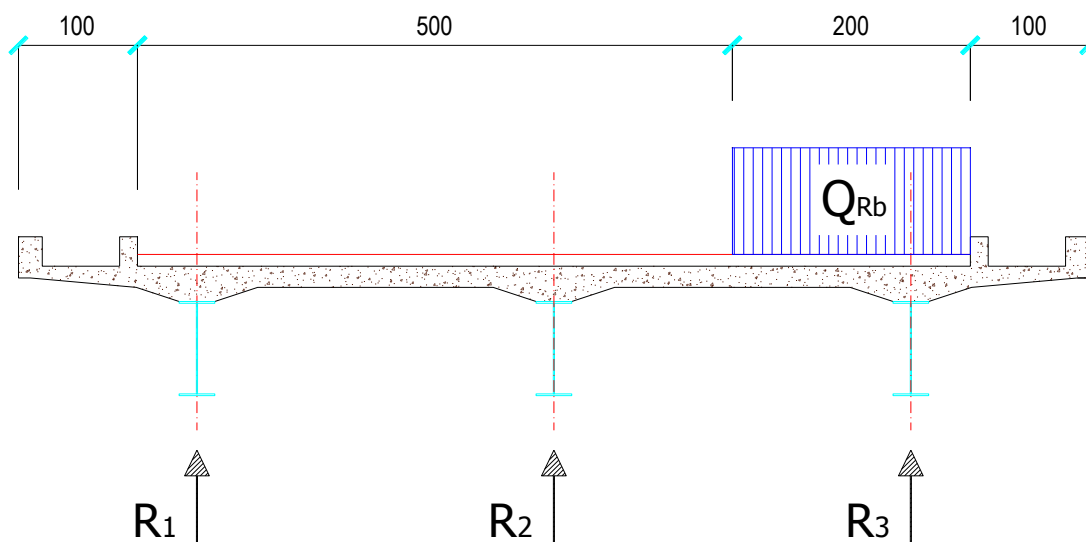


**Figura 18** – Ripartizione carichi accidentali condizione 2 – corsia Rimanente n.1

Di seguito si ripartiscono i carichi sulle travi:

Accidentali	$R_1$	$R_2$	$R_3$
$Q_{Ra-2}$	0,80	0,24	-0,04

Condizione 2 – Corsia rimanente di carico n.2



**Figura 19** – Ripartizione carichi accidentali condizione 2 – corsia Rimanente n.2

Di seguito si ripartiscono i carichi sulle travi:

Accidentali	$R_1$	$R_2$	$R_3$
$Q_{Rb-2}$	-0,04	0,24	0,80

## 5.5 Effetti del vento

L'azione del vento viene valutata in accordo alle prescrizioni del capitolo 3.3 delle NTC 2018.

Detta azione 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.

### 5.5.1 Velocità base di riferimento

La velocità base di riferimento  $v_b$  è il valore medio su 10 minuti, a 10 m di altezza sul suolo su un terreno pianeggiante e omogeneo di categoria di esposizione II (vedi Tab. 3.3.II), riferito ad un periodo di ritorno  $T_R = 50$  anni. In mancanza di specifiche ed adeguate indagini statistiche,  $v_b$  è data dall'espressione:

$$v_b = v_{b,0} \cdot c_a \quad [3.3.1]$$

$v_{b,0}$  è la velocità base di riferimento al livello del mare, assegnata nella Tab. 3.3.I in funzione della zona in cui sorge la costruzione (Fig. 3.3.1);

$c_a$  coefficiente di altitudine fornito dalla relazione:

$$c_a = 1 \quad \text{per } a_s \leq a_0$$

$$c_a = 1 + k_s \left( \frac{a_s}{a_0} - 1 \right) \quad \text{per } a_0 < a_s \leq 1500 \text{ m} \quad [3.3.1.b]$$

Dove:

$a_0$ ,  $k_s$  sono parametri forniti nella Tab. 3.3.I in funzione della zona in cui sorge la costruzione (Fig. 3.3.1);

$a_s$  è l'altitudine sul livello del mare del sito ove sorge la costruzione.

Tale zonazione non tiene conto di aspetti specifici e locali che, se necessario, dovranno essere definiti singolarmente.

Tab. 3.3.I - Valori dei parametri  $v_{b,0}$ ,  $a_0$ ,  $k_s$

Zona	Descrizione	$v_{b,0}$ [m/s]	$a_0$ [m]	$k_s$
1	Valle d'Aosta, Piemonte, Lombardia, Trentino Alto Adige, Veneto, Friuli Venezia Giulia (con l'eccezione della provincia di Trieste)	25	1000	0,40
2	Emilia Romagna	25	750	0,45
3	Toscana, Marche, Umbria, Lazio, Abruzzo, Molise, Puglia, Campania, Basilicata, Calabria (esclusa la provincia di Reggio Calabria)	27	500	0,37
4	Sicilia e provincia di Reggio Calabria	28	500	0,36
5	Sardegna (zona a oriente della retta congiungente Capo Teulada con l'Isola di Maddalena)	28	750	0,40
6	Sardegna (zona a occidente della retta congiungente Capo Teulada con l'Isola di Maddalena)	28	500	0,36
7	Liguria	28	1000	0,54
8	Provincia di Trieste	30	1500	0,50
9	Isole (con l'eccezione di Sicilia e Sardegna) e mare aperto	31	500	0,32

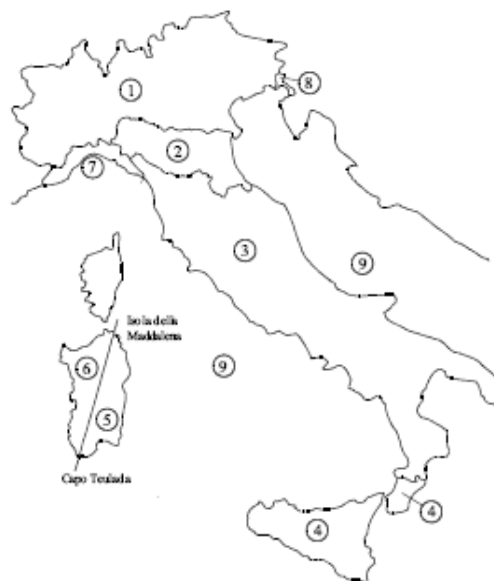


Figura 3.3.1 – Mappa delle zone in cui è suddiviso il territorio italiano

Nel caso specifico:       $\Rightarrow$  Regione = Lombardia       $\Rightarrow$  Provincia = Cremona       $\Rightarrow a_s = 40 \text{ m}$

### 5.5.2 Velocità di riferimento

La velocità di riferimento  $v_r$  è il valore medio su 10 minuti, a 10 m di altezza dal suolo su un terreno pianeggiante e omogeneo di categoria di esposizione II (vedi Tab. 3.3.II), riferito al periodo di ritorno di progetto  $T_R$ . Tale velocità è definita dalla relazione:

$$v_r = v_b \cdot c_r \quad [3.3.2]$$

Dove

$v_b$       velocità base di riferimento, di cui al § 3.3.1;

$c_r$       coefficiente di ritorno, funzione del periodo di ritorno di progetto  $T_R$ .

In mancanza di specifiche e adeguate indagini statistiche, il coefficiente di ritorno è fornito dalla relazione:

$$c_r = 0.75 \sqrt{1 - 0.2 \times \ln \left[ -\ln \left( 1 - \frac{1}{T_R} \right) \right]} \quad [3.3.3]$$

Dove  $T_R$  è il periodo di ritorno espresso in anni.

Ove non specificato diversamente, si assumerà  $T_R = 50$  anni, cui corrisponde  $c_r = 1$ . Per un'opera di nuova realizzazione in fase di costruzione o per le fasi transitorie relative ad interventi sulle costruzioni esistenti, il periodo di ritorno dell'azione potrà essere ridotto come di seguito specificato:

- per fasi di costruzione o fasi transitorie con durata prevista in sede di progetto non superiore a tre mesi, si assumerà  $T_R \geq 5$  anni;
- per fasi di costruzione o fasi transitorie con durata prevista in sede di progetto compresa fra tre mesi ed un anno, si assumerà  $T_R \geq 10$  anni.

Nel caso in esame si è scelto di utilizzare come periodo di ritorno, il medesimo valore utilizzato per l'azione sismica, pari a 100 anni, a sua volta dipendente dai seguenti parametri:

- Vita nominale = 50 anni;



- Classe d'uso = IV, cui corrisponde  $c_u = 2,00$ .

Ne consegue che:

$$v_r = v_b \cdot c_r = 25 \cdot 1,00 = 25,00 \text{ m/sec}$$

### 5.5.3 Pressione cinetica di riferimento

Per il calcolo della pressione cinetica di riferimento  $q_b$  (in  $\text{kN/m}^2$ ) è stata utilizzata l'espressione 3.3.6 delle NTC 2018:

$$q_r = \frac{1}{2} \cdot \rho \cdot v_r^2 = \frac{1}{2} \cdot 1,25 \cdot 25,00^2 \cdot 10^{-3} = 0,391 \text{ kN/m}^2$$

Dove:

$V_r$  velocità di riferimento del vento (m/s)

$\rho$  densità dell'aria assunta convenzionalmente costante e pari a  $1.25 \text{ kg/m}^3$

### 5.5.4 Coefficiente di esposizione

Il coefficiente di esposizione  $c_e$  dipende dall'altezza  $z$  sul suolo del punto considerato, dalla topografia del terreno e dalla categoria di esposizione del sito ove sorge la costruzione. In assenza di analisi specifiche che tengono in conto la direzione di provenienza del vento e l'effettiva scabrezza e topografia del terreno che circonda la costruzione, per altezze sul suolo della costruzione non maggiore di  $z = 200 \text{ m}$ , esso è dato dalla formula:

$$\begin{aligned} c_e(z) &= k_r^2 c_t \ln(z/z_0) \left[ 7 + c_t \ln(z/z_0) \right] & \text{per } z \geq z_{\min} \\ c_e(z) &= c_e(z_{\min}) & \text{per } z < z_{\min} \end{aligned} \quad [3.3.7]$$

Dove:

$k_r, z_0, z_{\min}$  parametri ottenuti dalla tabella 3.3.II di seguito riportata, funzione della categoria di esposizione del sito ove sorge la costruzione.

$c_t$  coefficiente di topografia (assunto generalmente pari ad 1, sia per zone pianeggianti sia per zone ondulate, collinose e montane). Nel caso di costruzioni ubicate presso la sommità di colline o pendii isolati, il coefficiente di topografia  $c_t$  può essere ricavato da dati suffragati da opportuna documentazione.

La categoria di esposizione è assegnata nella Fig. 3.3.2 in funzione della posizione geografica del sito ove sorge la costruzione e della classe di rugosità del terreno definita in Tab. 3.3.III. Nelle fasce entro 40 km dalla costa, la categoria di esposizione è indipendente dall'altitudine del sito.

Tab. 3.3.II - Parametri per la definizione del coefficiente di esposizione

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

Tab. 3.3.III - Classi di rugosità del terreno

Classe di rugosità del terreno	Descrizione
A	Aree urbane in cui almeno il 15% della superficie sia coperto da edifici la cui altezza media superi i 15 m
B	Aree urbane (non di classe A), suburbane, industriali e boschive
C	Aree con ostacoli diffusi (alberi, case, muri, recinzioni,...); aree con rugosità non riconducibile alle classi A, B, D
D	a) Mare e relativa fascia costiera (entro 2 km dalla costa); b) Lago (con larghezza massima pari ad almeno 1 km) e relativa fascia costiera (entro 1 km dalla costa) c) Aree prive di ostacoli o con al più rari ostacoli isolati (aperta campagna, aeroporti, aree agricole, pascoli, zone paludose o sabbiose, superfici innevate o ghiacciate, ....)

L'assegnazione della classe di rugosità non dipende dalla conformazione orografica e topografica del terreno. Si può assumere che il sito appartenga alla Classe A o B, purché la costruzione si trovi nell'area relativa per non meno di 1 km e comunque per non meno di 20 volte l'altezza della costruzione, per tutti i settori di provenienza del vento ampi almeno 30°. Si deve assumere che il sito appartenga alla Classe D, qualora la costruzione sorga nelle aree indicate con le lettere a) o b), oppure entro un raggio di 1 km da essa vi sia un settore ampio 30°, dove il 90% del terreno sia del tipo indicato con la lettera c). Laddove sussistano dubbi sulla scelta della classe di rugosità, si deve assegnare la classe più sfavorevole (l'azione del vento è in genere minima in Classe A e massima in Classe D).

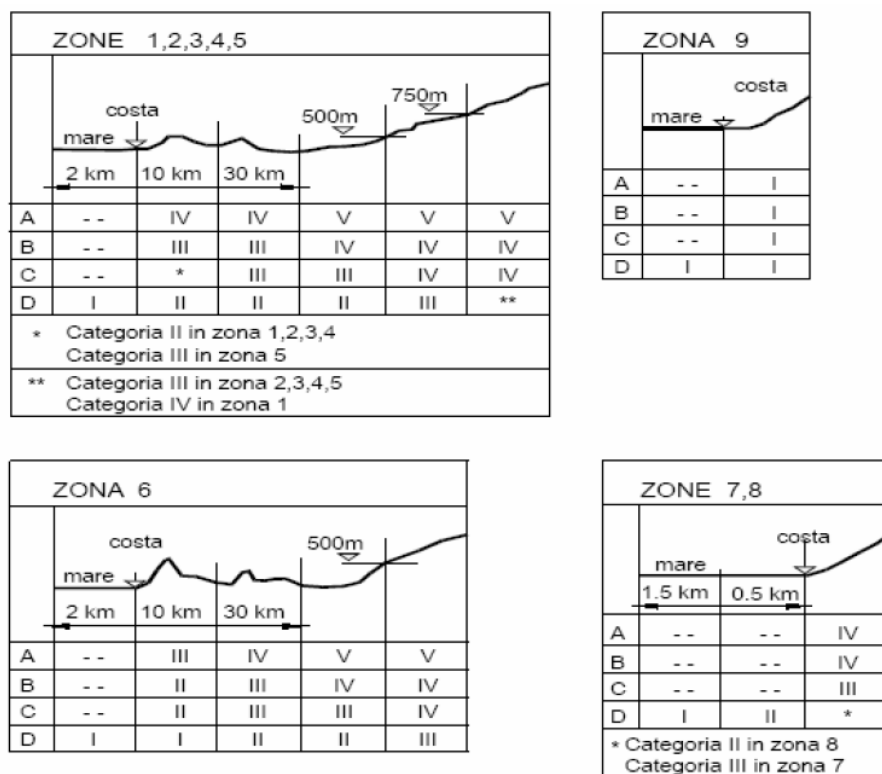


Fig. 3.3.2 - Definizione delle categorie di esposizione

La Fig. 3.3.3 riporta le leggi di variazione di  $c_e$  per le diverse categorie di esposizione.

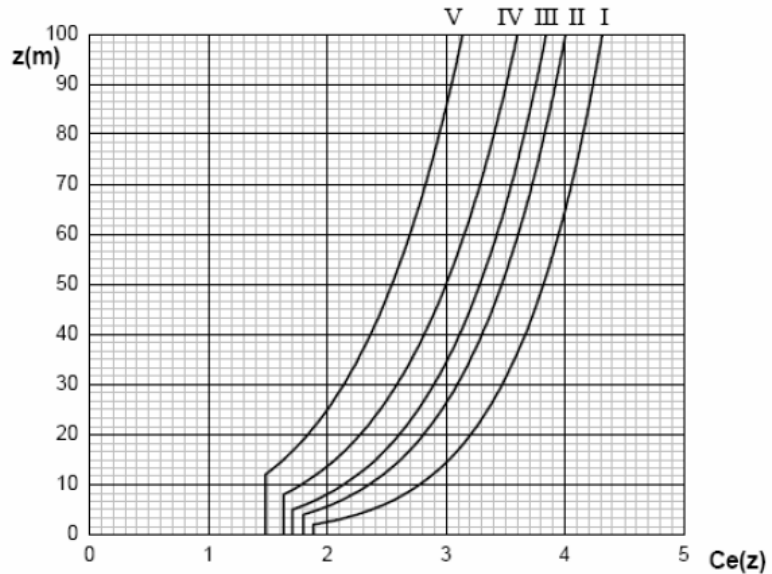


Fig. 3.3.3 - Andamento del coefficiente di esposizione  $c_e$  in funzione dell'altezza sul suolo (per  $c_t = 1$ )

Nel caso in oggetto si ricava:

⇒ classe di rugosità del terreno: C

⇒ categoria di esposizione: III

Si ottiene:

$k_r = 0,20$        $z_0 = 0,10$  m       $z_{min} = 5$  m

Nel nostro caso il valore dell'altezza degli impalcati dal suolo  $z$  è maggiore di  $z_{min} = 5$  m, sia nel caso di impalcato carico che di impalcato scarico. Per semplicità e a favore di sicurezza, vista la minima differenza di altezza del fronte investito nei casi di impalcato carico e scarico, si calcola un unico valore del coefficiente di esposizione, tarandolo sull'altezza maggiore.

#### Campata centrale

##### Dati geometrici impalcato

altezza trave	1,94
spessore soletta	0,300
spessore marciapiede	0,25
altezza barriera antirumore	0,00
spessore pavimentazione	0,10
Altezza carico stradale	3,00
altezza centro impalcato dal suolo	7,00
larghezza fuori tutto	

##### Ponte scarico

altezza investita	2,49
quota riferimento	8,25
coefficiente di esposizione	<b>2,01</b>

##### Ponte carico

altezza investita	5,34
quota riferimento	9,67
coefficiente di esposizione	<b>2,12</b>

### Campata di estremità

#### Dati geometrici impalcato

altezza trave	0,80
spessore soletta	0,300
spessore marciapiede	0,25
altezza barriera antirumore	0,00
spessore pavimentazione	0,10
Altezza carico stradale	3,00
altezza centro impalcato dal suolo	7,00
larghezza fuori tutto	

#### Ponte scarico

altezza investita	1,35
quota riferimento	7,68
coefficiente di esposizione	<b>1,97</b>

#### Ponte carico

altezza investita	4,20
quota riferimento	9,10
coefficiente di esposizione	<b>2,08</b>

### 5.5.5 Coefficiente di forma

Secondo le indicazioni della Circolare “Istruzioni per l'applicazione delle “Norme tecniche per le costruzioni” di cui al D.M. del 14/01/2008” (par. C3.3.10.4), e considerando travi ad anima piena per cui il rapporto tra la superficie delimitata dal contorno della trave e la superficie della parte piena della trave,  $\varphi = 1$ , si determina il coefficiente aerodinamico per l'impalcato:

$$c_p = 2,4 - \varphi = 1,40$$

### 5.5.6 Pressione del vento

La pressione del vento è data dall'espressione 3.3.4 delle NTC 2018:

$$P = q_r \cdot c_e \cdot c_p \cdot c_d \quad [3.3.4]$$

Dove:

- $q_r$  pressione cinetica di riferimento
- $c_e$  coefficiente di esposizione
- $c_p$  coefficiente di forma (o coefficiente aerodinamico):
- $c_d$  coefficiente dinamico con cui si tiene conto degli effetti riduttivi associati alla non contemporaneità delle massime pressioni locali e degli effetti amplificati dovuti alle vibrazioni strutturali; viene assunto pari ad 1 per le tipologie strutturali ordinarie.

La pressione del vento risulta:

#### Campata centrale

$$q_{scarico} = q_r \cdot c_e \cdot c_p \cdot c_d = 0,391 \cdot 2,01 \cdot 1,40 \cdot 1,00 = 1,10 \text{ kN/m}^2 \quad (\text{ponte scarico})$$

$$q_{carico} = q_r \cdot c_e \cdot c_p \cdot c_d = 0,391 \cdot 2,12 \cdot 1,40 \cdot 1,00 = 1,16 \text{ kN/m}^2 \quad (\text{ponte carico})$$

#### Campata di estremità

$$q_{scarico} = q_r \cdot c_e \cdot c_p \cdot c_d = 0,391 \cdot 1,97 \cdot 1,40 \cdot 1,00 = 1,08 \text{ kN/m}^2 \quad (\text{ponte scarico})$$

$$q_{carico} = q_r \cdot c_e \cdot c_p \cdot c_d = 0,391 \cdot 2,08 \cdot 1,40 \cdot 1,00 = 1,14 \text{ kN/m}^2 \quad (\text{ponte carico})$$

Questo valore di pressione agisce su tutti gli elementi componenti la superficie esposta sopravento.

Poiché, però, la struttura è composta da due travi affiancate disposte parallelamente è necessario considerare una pressione agente sulla superficie laterale trave sottovento dovuta alla depressione che si viene a creare.

Il calcolo della depressione va effettuato distintamente per tutti gli elementi che compongono la superficie sottovento, in quanto il coefficiente riduttivo indicato dalla normativa assumerà valori differenti per barriere e travi essendo diverse le altezze e le distanze tra gli elementi.

Per valutare l'entità di tale depressione si fa riferimento a quanto prescritto dalla circolare al paragrafo C3.3.10.4.2 "Travi multiple".

In particolare si afferma: "Nel caso di più travi disposte parallelamente ad una distanza  $d$  inferiore al doppio dell'altezza  $h$ , il valore della pressione sull'elemento successivo è pari a quello sull'elemento precedente moltiplicato per un coefficiente riduttivo" dato da:

$$\mu = 1 - 1,20 \cdot \varphi \quad \text{per } \varphi \leq \frac{2}{3}$$

$$\mu = 0,2 \quad \text{per } \varphi > \frac{2}{3}$$

Per  $d/h \geq 5$  gli elementi vengono considerati come isolati.

Per  $2 < d/h < 5$  si procede all'interpolazione lineare.

La geometria dell'opera prevede:

Campata centrale

$$h_T = 0,80 \text{ m} \quad d = 3,00 \text{ m}$$

Il valore del rapporto interasse/altezza trave è pari a  $d/h = 1,55 \rightarrow \mu = 0,2$

Campata di estremità

$$h_T = 1,94 \text{ m} \quad d = 3,00 \text{ m}$$

Il valore del rapporto interasse/altezza trave è pari a  $d/h = 3,75 \rightarrow \mu = 0,67$

### 5.5.7 Azione del vento a ponte scarico

Si riporta di seguito una schematizzazione delle altezze investite:

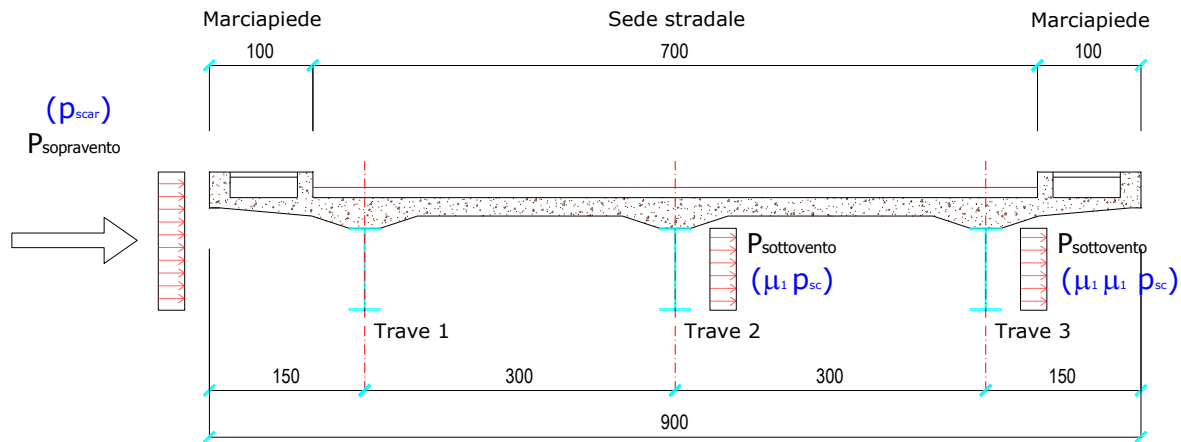


Figura 20 – Azione del vento a ponte scarico

L'altezza investita in caso di ponte scarico è pari a:

#### Campata centrale

$$h_i = h_{trave} + h_{soletta} + h_{marciap.} = 1,94 + 0,30 + 0,25 = 2,49 \text{ m}$$

#### Campata di estremità

$$h_e = h_{trave} + h_{soletta} + h_{marciap.} = 0,80 + 0,30 + 0,25 = 1,35 \text{ m}$$

Il momento flettente, valutato sulla sezione ad una quota pari a quella dell'intradosso della trave, è pari a:

#### Campata centrale

$$H_{scar.} = p_{scar.} \cdot (h_i + \mu \cdot h_{trave} + \mu^2 \cdot h_{trave}) = 1,10 \cdot (2,01 + 0,20 \cdot 1,94 + 0,20^2 \cdot 1,94) = 2,72 \frac{kN}{m}$$

$$M_{scar.} = p_{scar.} \cdot \left( \frac{h_i^2}{2} + \mu \cdot \frac{h_{trave}^2}{2} + \mu^2 \cdot \frac{h_{trave}^2}{2} \right) = 1,10 \cdot \left( \frac{2,01^2}{2} + 0,20 \cdot \frac{1,94^2}{2} + 0,20^2 \cdot \frac{1,94^2}{2} \right) = 2,72 \frac{kNm}{m}$$

$$|V_{scar}| = \frac{M_{scar.}}{b} = \frac{2,72}{6,00} = 0,45 \text{ kN/m}$$

#### Campata di estremità

$$H_{scar.} = p_{scar.} \cdot (h_e + \mu \cdot h_{trave} + \mu^2 \cdot h_{trave}) = 1,08 \cdot (1,35 + 0,20 \cdot 0,80 + 0,20^2 \cdot 0,80) = 1,67 \frac{kN}{m}$$

$$M_{scar.} = p_{scar.} \cdot \left( \frac{h_e^2}{2} + \mu \cdot \frac{h_{trave}^2}{2} + \mu^2 \cdot \frac{h_{trave}^2}{2} \right) = 1,08 \cdot \left( \frac{1,35^2}{2} + 0,20 \cdot \frac{0,80^2}{2} + 0,20^2 \cdot \frac{0,80^2}{2} \right) = 1,37 \frac{kNm}{m}$$

$$|V_{scar}| = \frac{M_{scar.}}{b} = \frac{1,37}{6,00} = 0,23 \text{ kN/m}$$

Per ragioni di simmetria le medesime considerazioni valgono considerando il caso di vento spirante nella direzione opposta. Le azioni sopra calcolate vengono applicate, nel modello di calcolo a graticcio, alle travi principali come carico uniformemente distribuito, al fine di determinare le azioni globali (momento flettente, taglio, momento torcente) agenti sulle travi stesse.

Il valore così ottenuto è a favore di sicurezza.

### 5.5.8 Azione del vento a ponte carico

Si riporta di seguito una schematizzazione delle altezze investite:

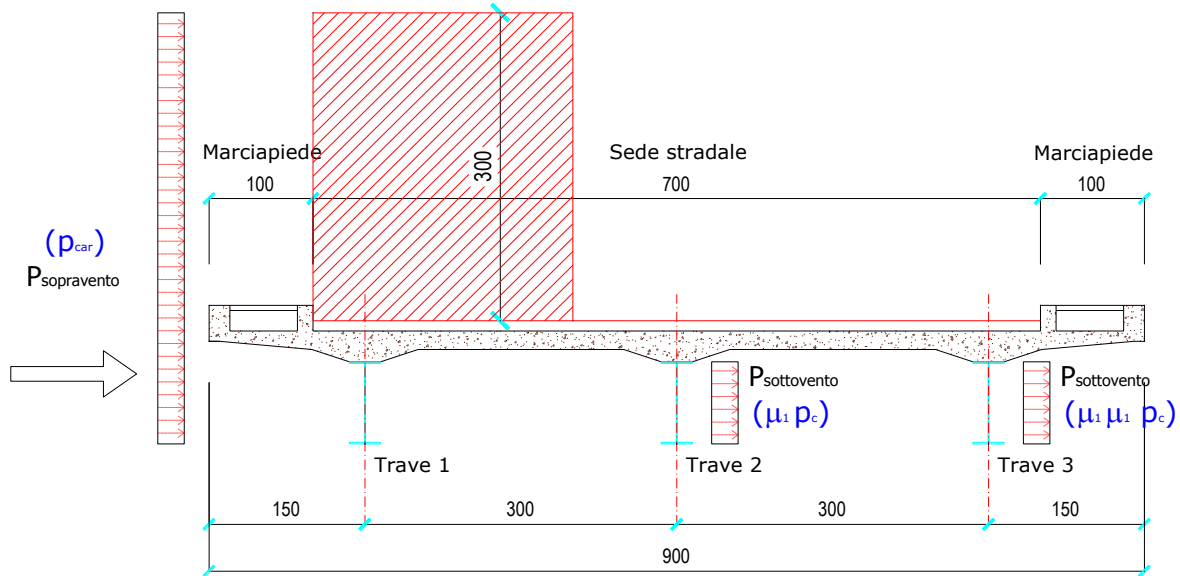


Figura 21 – Azione del vento a ponte carico

L'altezza investita in caso di ponte carico è pari a:

#### Campata centrale

$$h_i = h_{trave} + h_{soletta} + h_{pavim.} + h_{mezzo} = 1,94 + 0,30 + 0,10 + 3,00 = 5,34 \text{ m}$$

#### Campata di estremità

$$h_i = h_{trave} + h_{soletta} + h_{pavim.} + h_{mezzo} = 0,80 + 0,30 + 0,10 + 3,00 = 4,20 \text{ m}$$

Il momento flettente, valutato sulla sezione ad una quota pari a quella dell'intradosso della trave, è pari a:

#### Campata centrale

$$H_{car.} = p_{car.} \cdot (h_i + \mu \cdot h_{trave} + \mu^2 \cdot h_{trave}) = 1,14 \cdot (5,34 + 0,20 \cdot 1,94 + 0,20^2 \cdot 1,94) = 6,62 \frac{kN}{m}$$

$$M_{car.} = p_{car.} \cdot \left( \frac{h_i^2}{2} + \mu \cdot \frac{h_{trave}^2}{2} + \mu^2 \cdot \frac{h_{trave}^2}{2} \right) = 1,14 \cdot \left( \frac{5,34^2}{2} + 0,20 \cdot \frac{1,94^2}{2} + 0,20^2 \cdot \frac{1,94^2}{2} \right) = 10,45 \frac{kNm}{m}$$

$$|V_{car}| = \frac{M_{car.}}{b} = \frac{10,45}{6,00} = 1,74 \text{ kN/m}$$

#### Campata di estremità

$$H_{car.} = p_{car.} \cdot (h_i + \mu \cdot h_{trave} + \mu^2 \cdot h_{trave}) = 1,16 \cdot (4,20 + 0,20 \cdot 0,80 + 0,20^2 \cdot 0,80) = 5,10 \frac{kN}{m}$$

$$M_{car.} = p_{car.} \cdot \left( \frac{h_i^2}{2} + \mu \cdot \frac{h_{trave}^2}{2} + \mu^2 \cdot \frac{h_{trave}^2}{2} \right) = 1,16 \cdot \left( \frac{4,20^2}{2} + 0,20 \cdot \frac{0,80^2}{2} + 0,20^2 \cdot \frac{0,80^2}{2} \right) = 17,06 \frac{kNm}{m}$$

$$|V_{car}| = \frac{M_{car.}}{b} = \frac{17,06}{6,00} = 2,84 \text{ kN/m}$$

Per ragioni di simmetria le medesime considerazioni valgono considerando il caso di vento spirante nella direzione opposta. Le azioni sopra calcolate vengono applicate, nel modello di calcolo a graticcio, alle travi principali come carico uniformemente distribuito, al fine di determinare le azioni globali (momento flettente, taglio, momento torcente) agenti sulle travi stesse.

Il valore così ottenuto è a favore di sicurezza.



## 5.6 Effetti della temperatura

Variazioni giornaliere e stagionali della temperatura esterna, irraggiamento solare e convezione comportano variazioni della distribuzione di temperatura nei singoli elementi strutturali.

La severità delle azioni termiche è in generale influenzata da più fattori, quali le condizioni climatiche del sito, l'esposizione, la massa complessiva della struttura e la eventuale presenza di elementi non strutturali isolanti.

### 5.6.1 Temperatura dell'aria esterna

La temperatura dell'aria esterna  $T_{est}$  può assumere il valore  $T_{max}$  o  $T_{min}$  definite rispettivamente come temperatura massima estiva e minima invernale dell'aria nel sito della costruzione, con riferimento ad un periodo di ritorno di 50 anni.

Per un'opera di nuova realizzazione in fase di costruzione o per le fasi transitorie relative ad interventi sulle costruzioni esistenti, il periodo di ritorno dell'azione potrà essere ridotto come di seguito specificato:

- per fasi di costruzione o fasi transitorie con durata prevista in sede di progetto non superiore a tre mesi, si assumerà  $T_R \geq 5$  anni;
- per fasi di costruzione o fasi transitorie con durata prevista in sede di progetto compresa fra tre mesi e un anno, si assumerà  $T_R \geq 10$  anni;

In mancanza di adeguate indagini statistiche basate su dati specifici relativi al sito in esame,  $T_{max}$  o  $T_{min}$  dovranno essere calcolati in base alle espressioni riportate nel seguito, per le varie zone indicate nella Fig. 3.5.1. Tale zonazione non tiene conto di aspetti specifici e locali che, se necessario, dovranno essere definiti singolarmente.



Fig. 3.5.1 – Zone della temperatura dell'aria esterna.

Nelle espressioni seguenti,  $T_{max}$  o  $T_{min}$  sono espressi in °C; l'altitudine di riferimento  $a_s$  (espressa in m) è la quota del suolo sul livello del mare nel sito dove è realizzata la costruzione.

#### Zona I

Valle d'Aosta, Piemonte, Lombardia, Trentino-Alto Adige, Veneto, Friuli-Venezia Giulia, Emilia Romagna:

$$T_{\min} = -15 - 4 \cdot a_s / 1000 \quad [3.5.1]$$

$$T_{\max} = 42 - 6 \cdot a_s / 1000 \quad [3.5.2]$$

#### Zona II

Liguria, Toscana, Umbria, Lazio, Sardegna, Campania, Basilicata:

$$T_{\min} = -8 - 6 \cdot a_s / 1000 \quad [3.5.3]$$

$$T_{\max} = 42 - 2 \cdot a_s / 1000 \quad [3.5.4]$$

#### Zona III

Marche, Abruzzo, Molise, Puglia:

$$T_{\min} = -8 - 7 \cdot a_s / 1000 \quad [3.5.5]$$

$$T_{\max} = 42 - 0.3 \cdot a_s / 1000 \quad [3.5.6]$$

#### Zona IV

Calabria, Sicilia:

$$T_{\min} = -2 - 9 \cdot a_s / 1000 \quad [3.5.7]$$

$$T_{\max} = 42 - 2 \cdot a_s / 1000 \quad [3.5.8]$$

Ne consegue che:

$$T_{\min} = -15 - 4 \cdot \frac{a_s}{1000} = -15 - 4 \cdot \frac{40}{1000} = -15,2 \text{ } ^\circ\text{C}$$

$$T_{\max} = 42 - 6 \cdot \frac{a_s}{1000} = 42 - 6 \cdot \frac{40}{1000} = 41,8 \text{ } ^\circ\text{C}$$

### 5.6.2 Distribuzione della temperatura negli elementi strutturali

Il campo di temperatura sulla sezione di un elemento strutturale monodimensionale con asse longitudinale x può essere in generale descritto mediante:

- la componente uniforme  $\Delta T_u = T - T_0$  pari alla differenza tra la temperatura media attuale T e quella iniziale alla data della costruzione  $T_0$ ;
- le componenti variabili con legge lineare secondo gli assi principali y e z della sezione,  $\Delta T_{My}$  e  $\Delta T_{Mz}$ .

Nel caso di strutture soggette ad elevati gradienti termici si dovrà tener conto degli effetti indotti dall'andamento non lineare della temperatura all'interno delle sezioni.

La temperatura media attuale T può essere valutata come media tra la temperatura della superficie esterna  $T_{\text{sup,est}}$  e quella della superficie interna dell'elemento considerato,  $T_{\text{sup,int}}$ .

Le temperature della superficie esterna  $T_{\text{sup,est}}$  e quella della superficie interna  $T_{\text{sup,int}}$  dell'elemento considerato vengono valutate a partire dalla temperatura dell'aria esterna  $T_{\text{est}}$  e di quella interna  $T_{\text{int}}$  tenendo conto del trasferimento di calore per irraggiamento e per convezione all'interfaccia aria-costruzione e della eventuale presenza di materiale isolante (vedi Fig. 3.5.2).

In mancanza di determinazioni più precise, la temperatura iniziale può essere assunta  $T_0 = 15 \text{ } ^\circ\text{C}$ .

Per la valutazione del contributo dell'irraggiamento solare si può fare riferimento alla Tab. 3.5.I.

Tab. 3.5.I - Contributo dell'irraggiamento solare

Stagione	Natura della superficie	Incremento di Temperatura	
		superfici esposte a Nord-Est	superfici esposte a Sud-Ovest od orizzontali
Estate	Superficie riflettente	0 °C	18 °C
	Superficie chiara	2 °C	30 °C
	Superficie scura	4 °C	42 °C
Inverno		0 °C	0 °C

Fissando  $T_0$  a 15.0 °C, dedotto dall'Annesso nazionale dell'Eurocodice, si ottiene l'escursione termica uniforme effettiva subita dall'impalcato:

$$\Delta T_{N \text{ comp}} = -15,2 - 15 = -30,2 \text{ °C}$$

$$\Delta T_{N \text{ exp}} = 41,8 - 15 = +26,8 \text{ °C}$$

a cui corrisponde complessivamente un'escursione pari a:  $\Delta T_N = 57.0 \text{ °C}$ .

## 5.7 Frenamento

L'azione di frenamento o accelerazione è funzione del carico verticale totale agente sulla corsia convenzionale n° 1 ed è uguale a:

$$Q_3 = 0,6 \cdot (2 \cdot Q_{1k}) + 0,10 \cdot q_{1k} \cdot w_1 \cdot L = 576 \text{ kN}$$

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

Tali forze vengono applicate nel modello ad elementi finiti e si distribuiscono in base alle rigidezze delle sottostrutture.

Nel caso specifico il frenamento agisce interamente sulla pila sulla quale sono presenti gli appoggi fissi.

## 5.8 Attrito

L'azione di attrito viene calcolata come una percentuale pari al 3% dei carichi permanenti.

Sulla pila con gli appoggi mobili e sulle spalle gravano azioni di attrito proporzionali a carichi agenti direttamente sugli appoggi, mentre l'azione di attrito agente sulla pila con gli appoggi fissi è pari alla somma algebrica delle precedenti.

Le azioni sono state applicate nel modello di calcolo nel nodo di sommità dei fusti delle pile.

## 5.9 Azioni sismiche

Le azioni sismiche di progetto, in base alle quali valutare il rispetto dei diversi stati limite considerati, si definiscono a partire dalla “pericolosità sismica di base” del sito di costruzione, che 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, nonché di ordinate dello spettro di risposta elastico in accelerazione ad essa corrispondente  $S_e(T)$ , con riferimento a prefissate probabilità di eccedenza  $P_{VR}$  nel periodo di riferimento  $V_R$ .

### 5.9.1 Vita nominale

La vita nominale di un'opera strutturale è intesa come il numero di anni nel quale la struttura, purché soggetta alla manutenzione ordinaria, deve poter essere usata per lo scopo al quale è destinata. Nel caso in oggetto, l'opera ricade all'interno del tipo di costruzione: “Costruzioni con livelli di prestazioni ordinari” (paragrafo 2.4 delle NTC 2018). La vita nominale si assume pertanto pari a  $V_N = 50$  anni.

### 5.9.2 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. Nel caso in oggetto si fa riferimento alla Classe IV.

Il coefficiente d'uso si assume pertanto pari a  $C_U = 2,00$ .

### 5.9.3 Periodo di riferimento per l'azione sismica

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  $C_U$ . Tale coefficiente è funzione della classe d'uso.

$$V_R = V_N \times C_U = 50 \text{ anni} \times 2,00 = 100 \text{ anni}$$

### 5.9.4 Stati limite e relative probabilità di superamento

Nei confronti delle azioni sismiche gli stati limite, sia di esercizio che ultimi, sono individuati riferendosi alle prestazioni della costruzione nel suo complesso, includendo gli elementi strutturali, quelli non strutturali e gli impianti.

Gli stati limite di esercizio sono:

Stato Limite di Operatività (SLO): a seguito del terremoto la costruzione nel suo complesso, includendo gli elementi strutturali, quelli non strutturali, le apparecchiature rilevanti alla sua funzione, non deve subire danni ed interruzioni d'uso significativi;

Stato Limite di Danno (SLD): a seguito del terremoto la costruzione nel suo complesso, includendo gli elementi strutturali, quelli non strutturali, le apparecchiature rilevanti alla sua funzione, subisce danni tali da non mettere a rischio gli utenti e da non compromettere significativamente la capacità di resistenza e di rigidezza nei confronti delle azioni verticali e orizzontali, mantenendosi immediatamente utilizzabile pur nell'interruzione d'uso di parte delle apparecchiature.

Gli stati limite ultimi sono:

Stato Limite di salvaguardia della Vita (SLV): a seguito del terremoto la costruzione subisce rotture e crolli dei componenti non strutturali ed impiantistici e significativi danni dei componenti strutturali cui si associa una perdita significativa di rigidezza nei confronti delle azioni orizzontali; la costruzione conserva invece una parte della resistenza e rigidezza per azioni verticali e un margine di sicurezza nei confronti del collasso per azioni sismiche orizzontali;

Stato Limite di prevenzione del Collasso (SLC): a seguito del terremoto la costruzione subisce gravi rotture e crolli dei componenti non strutturali ed impiantistici e danni molto gravi dei componenti strutturali; la costruzione

conserva ancora un margine di sicurezza per azioni verticali ed un esiguo margine di sicurezza nei confronti del collasso per azioni orizzontali.

Le probabilità di superamento nel periodo di riferimento  $P_{VR}$ , cui riferirsi per individuare l'azione sismica agente in ciascuno degli stati limite considerati, sono riportate nella successiva Tab. 3.2.I D.M. 14/01/08.

Qualora la protezione nei confronti degli stati limite di esercizio sia di prioritaria importanza, i valori di  $P_{VR}$  forniti in tabella devono essere ridotti in funzione del grado di protezione che si vuole raggiungere.

Tab. 3.2.I – Probabilità di superamento  $P_{VR}$  in funzione dello stato limite considerato

Stati Limite	$P_{VR}$ : Probabilità di superamento nel periodo di riferimento $V_R$	
Stati limite di esercizio	SLO	81%
	SLD	63%
Stati limite ultimi	SLV	10%
	SLC	5%

### 5.9.5 Parametri di progetto

Le azioni di progetto si ricavano, ai sensi delle NTC, dalle accelerazioni  $a_g$  e dalle relative forme spettrali.

Le forme spettrali previste dalle NTC sono definite, su sito di riferimento rigido orizzontale, in funzione dei tre parametri:

- $a_g$  accelerazione orizzontale massima del terreno;
- $F_0$  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.

Per ciascun nodo del reticolo di riferimento e per ciascuno dei periodi di ritorno  $T_R$  considerati dalla pericolosità sismica, i tre parametri si ricavano riferendosi ai valori corrispondenti al 50esimo percentile ed attribuendo ad:  $a_g$  il valore previsto dalla pericolosità sismica;

$F_0$  e  $T_C^*$  i valori ottenuti imponendo che le forme spettrali in accelerazione, velocità e spostamento previste dalle NTC scartino al minimo dalle corrispondenti forme spettrali previste dalla pericolosità sismica.

Le forme spettrali previste dalle NTC sono caratterizzate da prescelte probabilità di superamento e vite di riferimento.

A tal fine occorre fissare:

- la vita di riferimento  $V_R$  della costruzione;
- le probabilità di superamento nella vita di riferimento  $P_{VR}$  associate agli stati limite considerati, per individuare infine, a partire dai dati di pericolosità sismica disponibili, le corrispondenti azioni sismiche.

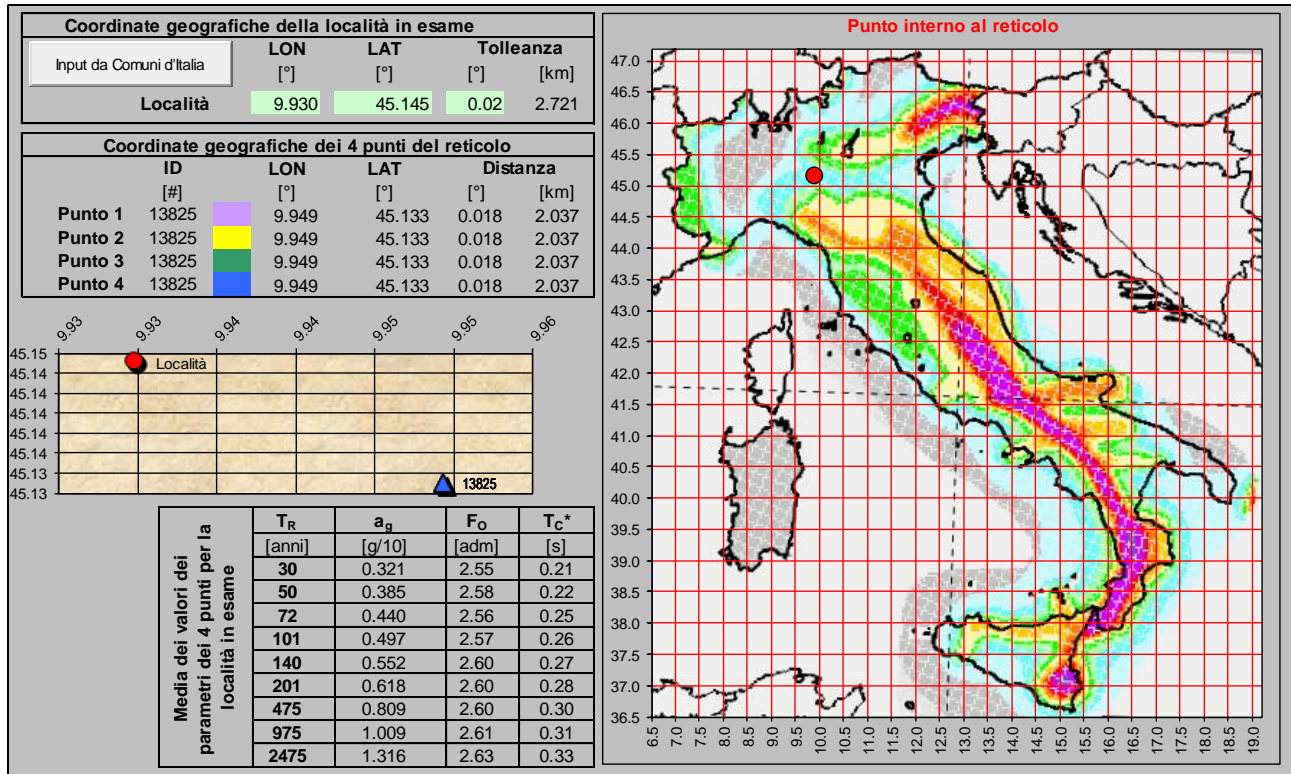
A tal fine è conveniente utilizzare, come parametro caratterizzante la pericolosità sismica, il periodo di ritorno dell'azione sismica  $T_R$ , espresso in anni. Fissata la vita di riferimento  $V_R$ , i due parametri  $T_R$  e  $P_{VR}$  sono immediatamente esprimibili, l'uno in funzione dell'altro, mediante l'espressione:

$$T_R = -\frac{V_R}{\ln(1 - P_{VR})}$$

I valori dei parametri  $a_g$ ,  $F_0$  e  $T_C^*$  relativi alla pericolosità sismica su reticolo di riferimento nell'intervallo di riferimento sono forniti nel software di calcolo fornito dal Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici.

I punti del reticolo di riferimento sono definiti in termini di Latitudine e Longitudine ed ordinati a Latitudine e Longitudine crescenti, facendo variare prima la Longitudine e poi la Latitudine. L'accelerazione al sito  $a_g$  è espressa in  $g/10$ ;  $F_0$  è adimensionale,  $T_C^*$  è espresso in secondi.

Nel seguito si riporta una tabella riassuntiva dei parametri che caratterizzano il luogo ove sorge il viadotto, sito nel comune di Spinadesco (CR):



### 5.9.6 Classificazione sismica del terreno

Ai fini della definizione dell'azione sismica di progetto, in accordo con le NTC 2018, si fa riferimento all'approccio semplificato che si basa sulla individuazione di categorie di sottosuolo di riferimento.

Dai dati disponibili il terreno in sito può essere classificato come tipo **C**.

Tab. 3.2.II – Categorie di sottosuolo che permettono l'utilizzo dell'approccio semplificato.

Categoria	Caratteristiche della superficie topografica
A	Ammassi rocciosi affioranti o terreni molto rigidi caratterizzati da valori di velocità delle onde di taglio superiori a 800 m/s, eventualmente comprendenti in superficie terreni di caratteristiche meccaniche più scadenti con spessore massimo pari a 3 m.
B	Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fina molto consistenti, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 360 m/s e 800 m/s.
C	Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti con profondità del substrato superiori a 30 m, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 180 m/s e 360 m/s.
D	Depositi di terreni a grana grossa scarsamente addensati o di terreni a grana fina scarsamente consistenti, con profondità del substrato superiori a 30 m, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 100 e 180 m/s.
E	Terreni con caratteristiche e valori di velocità equivalente riconducibili a quelle definite per le categorie C o D, con profondità del substrato non superiore a 30 m.

### 5.9.7 Condizioni topografiche

Per condizioni topografiche complesse è necessario predisporre specifiche analisi di risposta sismica locale. Per configurazioni superficiali semplici si può adottare la seguente classificazione (Tab. 3.2.IV):

Categoria topografica **T1**

Tab. 3.2.III – *Categorie topografiche*

Categoria	Caratteristiche della superficie topografica
T1	Superficie piana, 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 $i > 30^\circ$

### 5.9.8 Spettro di risposta elastico in accelerazione

Lo spettro di risposta elastico in accelerazione è espresso da una forma spettrale (spettro normalizzato) riferita ad uno smorzamento convenzionale del 5%, moltiplicata per il valore della accelerazione orizzontale massima  $a_g$  su sito di riferimento rigido orizzontale. Sia la forma spettrale che il valore di  $a_g$  variano al variare della probabilità di superamento nel periodo di riferimento  $P_{VR}$ .

### 5.9.9 Spettro di risposta elastico in accelerazione componenti orizzontali

Lo spettro di risposta elastico della componente orizzontale è definito dalle espressioni seguenti:

$$0 \leq T \leq T_B \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0 \left[ \frac{T}{T_B} + \frac{1}{\eta \cdot F_0} \cdot \left( 1 - \frac{T}{T_B} \right) \right]$$

$$T_B \leq T \leq T_C \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0$$

$$T_C \leq T \leq T_D \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0 \cdot \frac{T_C}{T}$$

$$T_D \leq T \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0 \cdot \left( \frac{T_C \cdot T_D}{T^2} \right)$$

Nelle quali  $T$  ed  $S_e$  sono, rispettivamente, periodo di vibrazione ed accelerazione spettrale orizzontale.

Inoltre:

$S$ : è il coefficiente che tiene conto della categoria di sottosuolo e delle condizioni topografiche mediante la relazione seguente:  $S = S_s \cdot S_T$

Essendo  $S_s$  il coefficiente di amplificazione stratigrafica e  $S_T$  il coefficiente di amplificazione topografica riportati nelle tabelle seguenti;

Tab. 3.2.IV – *Espressioni di  $S_s$  e di  $C_c$*

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

Per tener conto delle condizioni topografiche e in assenza di specifiche analisi di risposta sismica locale, si utilizzano i valori del coefficiente topografico  $S_T$  riportati nella Tab. 3.2.V, in funzione delle categorie topografiche e dell'ubicazione dell'opera o dell'intervento.

Tab. 3.2.V – Valori massimi del coefficiente di amplificazione topografica  $S_T$

Categoria topografica	Ubicazione dell'opera o dell'intervento	$S_T$
T1	-	1,0
T2	In corrispondenza della sommità del pendio	1,2
T3	In corrispondenza della cresta di un rilievo con pendenza media minore o uguale a 30°	1,2
T4	In corrispondenza della cresta di un rilievo con pendenza media maggiore di 30°	1,4

$\eta$  è il fattore che altera lo spettro elastico per coefficienti di smorzamento viscosi convenzionali diversi

dal 5%, mediante la relazione:  $\eta = \sqrt{\frac{10}{5 + \xi}} \geq 0,55$

$\xi$  (espresso in percentuale) è valutato sulla base di materiali, tipologia strutturale e terreno di fondazione;

$F_o$  fattore che quantifica l'amplificazione spettrale massima, su sito di riferimento rigido orizzontale, ed ha valore minimo pari a 2,20;

$T_C$  periodo corrispondente all'inizio del tratto a velocità costante dello spettro, dato da:  $T_C = C_C \cdot T_C^*$ ; dove  $C_C$  è un coefficiente funzione della categoria di sottosuolo;

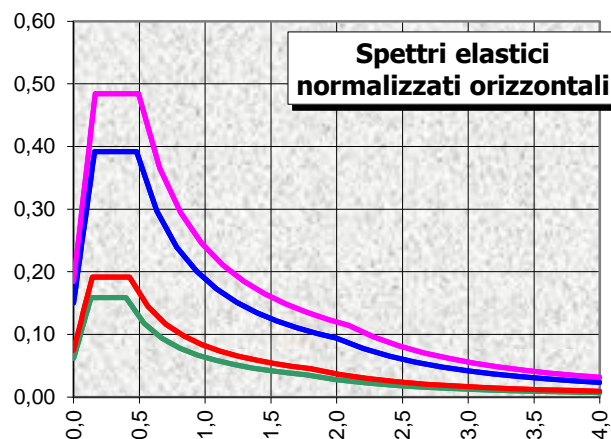
$T_B$  periodo corrispondente all'inizio del tratto dello spettro ad accelerazione costante;  $T_B = T_C / 3$

$T_D$  periodo corrispondente all'inizio del tratto a spostamento costante dello spettro, espresso in secondi mediante la relazione:  $T_D = 4,0 \cdot \frac{a_g}{g} + 1,6$

§ 2.4			Stratigraf.-Topograf.			Dissipaz. convenz.		Valori costanti per spettro verticale			
V <sub>N</sub>	50	[anni]	Cat. sottosuolo		C	ξ	η	S <sub>S,v</sub>	T <sub>B,v</sub>	T <sub>C,v</sub>	T <sub>D,v</sub>
Clas.	IV		Cond. topografia		T1	[adm]	[adm]	[adm]	[s]	[s]	[s]
C <sub>U</sub>	2.0	[adm]	S <sub>T</sub>	1.0	[adm]	5.0%	1.00	1.0	0.05	0.15	1.00
V <sub>R</sub>	100	[anni]									

§ 3.2.1			Valori interpolati			Valori ricavati da a <sub>g</sub> , F <sub>O</sub> , e T <sub>C</sub> <sup>*</sup>									
		P <sub>VR</sub>	T <sub>R</sub>	a <sub>g</sub>	F <sub>O</sub>	T <sub>C</sub> <sup>*</sup>	S <sub>S</sub>	C <sub>C</sub>	S	T <sub>B</sub>	T <sub>C</sub>	T <sub>D</sub>	F <sub>V</sub>		
		[adm]	[anni]	[g/10]	[adm]	[s]	[adm]	[adm]	[adm]	[s]	[s]	[s]	[adm]		
SLE	SLO	81%	60	→	0.412	2.57	0.23	→	1.50	1.69	1.50	0.13	0.40	1.76	0.70
	SLD	63%	101	→	0.497	2.57	0.26	→	1.50	1.64	1.50	0.14	0.43	1.80	0.77
SLU	SLV	10%	949	→	1.001	2.61	0.31	→	1.50	1.55	1.50	0.16	0.48	2.00	1.11
	SLC	5%	1950	→	1.230	2.62	0.32	→	1.50	1.52	1.50	0.16	0.49	2.09	1.24





### 5.9.10 Spettro di risposta elastico in accelerazione componenti verticali

Lo spettro di risposta elastico in accelerazione della componente verticale è definito dalle espressioni seguenti:

$$0 \leq T \leq T_B \quad S_{ve}(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_V \left[ \frac{T}{T_B} + \frac{1}{\eta \cdot F_0} \cdot \left( 1 - \frac{T}{T_B} \right) \right]$$

$$T_B \leq T \leq T_C \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_V$$

$$T_C \leq T \leq T_D \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_V \cdot \frac{T_C}{T}$$

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

nelle quali  $T$  e  $S_{ve}$  sono, rispettivamente, periodo di vibrazione ed accelerazione spettrale verticale e  $F_V$  è il fattore che quantifica l'amplificazione spettrale massima, in termini di accelerazione orizzontale massima del terreno  $a_g$  su sito di riferimento rigido orizzontale, mediante la relazione:

$$F_V = 1,35 \cdot F_0 \cdot \left( \frac{a_g}{g} \right)^{0,5}$$

I valori di  $a_g$ ,  $F_0$ ,  $S_T$ ,  $S$ ,  $\eta$  sono quelli già definiti per le componenti orizzontali; i valori di  $S_s$ ,  $T_B$ ,  $T_C$  e  $T_D$ , sono invece quelli riportati nella tabella seguente.

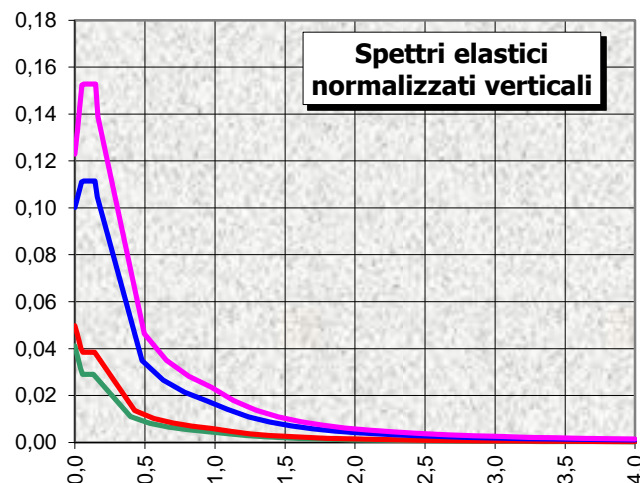
Tab. 3.2.VI - Valori dei parametri dello spettro di risposta elastico della componente verticale

Categoria di sottosuolo	$S_s$	$T_B$	$T_C$	$T_D$
A, B, C, D, E	1,0	0,05 s	0,15 s	1,0 s

§ 2.4			Stratigraf.-Topograf.			Dissipaz. convenz.		Valori costanti per spettro verticale			
V <sub>N</sub>	50	[annj]	Cat. sottosuolo		C	ζ	η	S <sub>s,v</sub>	T <sub>B,v</sub>	T <sub>C,v</sub>	T <sub>D,v</sub>
Clas.	IV		Cond. topografia		T1	[adm]	[adm]	[adm]	[s]	[s]	[s]
C <sub>U</sub>	2.0	[adm]	S <sub>T</sub>	1.0	[adm]	5.0%	1.00	1.0	0.05	0.15	1.00
V <sub>R</sub>	100	[annj]									

§ 3.2.1			Valori interpolati			Valori ricavati da a <sub>g</sub> , F <sub>0</sub> , e T <sub>C</sub> *						
	P <sub>VR</sub>	T <sub>R</sub>	a <sub>g</sub>	F <sub>0</sub>	T <sub>C</sub> *	S <sub>s</sub>	C <sub>C</sub>	S	T <sub>B</sub>	T <sub>C</sub>	T <sub>D</sub>	F <sub>V</sub>
	[adm]	[annj]	[g/10]	[adm]	[s]	[adm]	[adm]	[adm]	[s]	[s]	[s]	[adm]
SLE	SLO	81% 60	→ 0.412	2.57	0.23	→ 1.50	1.69	1.50	0.13	0.40	1.76	0.70
	SLD	63% 101	→ 0.497	2.57	0.26	→ 1.50	1.64	1.50	0.14	0.43	1.80	0.77
SLU	SLV	10% 949	→ 1.001	2.61	0.31	→ 1.50	1.55	1.50	0.16	0.48	2.00	1.11
	SLC	5% 1950	→ 1.230	2.62	0.32	→ 1.50	1.52	1.50	0.16	0.49	2.09	1.24



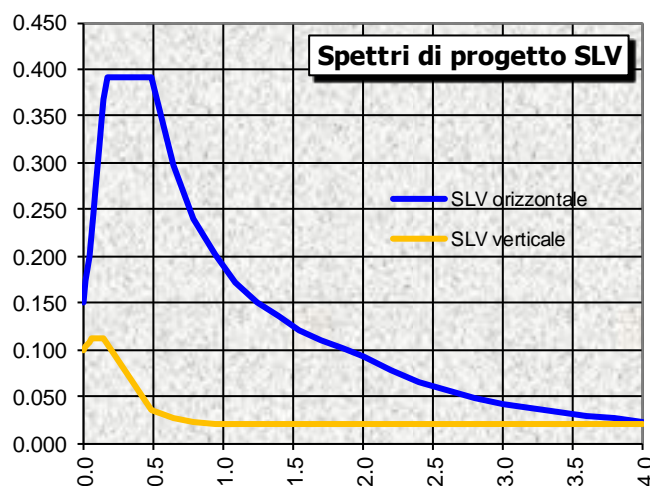
### 5.9.11 Spettro di progetto

Per gli stati limite di esercizio lo spettro di progetto  $S_d(T)$  da utilizzare, sia per le componenti orizzontali che per la componente verticale, è lo spettro elastico corrispondente, riferito alla probabilità di superamento nel periodo di riferimento  $P_{VR}$  considerata.

Per le verifiche agli stati limite ultimi lo spettro di progetto  $S_d(T)$  da utilizzare, sia per le componenti orizzontali, sia per la componente verticale, è lo spettro elastico corrispondente riferito alla probabilità di superamento nel periodo di riferimento  $P_{VR}$  considerata con le ordinate ridotte sostituendo  $\eta$  con  $1/q$ , dove  $q$  è il fattore di struttura, nelle formule precedentemente riportate e comunque:  $S_d(T) \geq 0,2 \cdot a_g$ .

Per lo spettro orizzontale la Tabella 7.3.II del DM2018 per pile in cemento armato con pile verticali inflesse e classe di duttilità bassa indica un valore  $q = 1,5$ . Tuttavia per la struttura in esame, essendo una struttura esistente si è optato per assumere un valore del fattore di struttura unitario,  $q = 1,00$ , e verificare la struttura in campo elastico.

Come suggerito al paragrafo 7.3.1 del DM2018, il valore di  $q$  utilizzato per la componente verticale dell'azione sismica allo SLV, a meno di adeguate analisi giustificative, è  $q = 1,5$  per qualunque tipologia strutturale e di materiale, tranne che per i ponti per i quali è  $q = 1$ . Si è quindi assunto per sisma verticale  $q = 1$ .



Spettro di risposta di progetto in accelerazione assunto per l'analisi			
Componente ORIZZONTALE		Componente VERTICALE	
T(s)	Se/g	T(s)	Sve/g
0.000	0.150	0.000	0.100
0.016	0.174	0.016	0.104
0.032	0.198	0.032	0.107
0.048	0.223	0.048	0.111
0.064	0.247	0.064	0.112
0.080	0.271	0.080	0.112
0.096	0.295	0.096	0.112
0.112	0.319	0.112	0.112
0.128	0.343	0.128	0.112
0.144	0.368	0.144	0.112
0.160	0.392	0.160	0.105
0.479	0.392	0.479	0.035
0.631	0.297	0.631	0.027
0.783	0.239	0.783	0.021
0.935	0.201	0.935	0.020
1.087	0.172	1.087	0.020
1.239	0.151	1.239	0.020
1.392	0.135	1.392	0.020
1.544	0.121	1.544	0.020
1.696	0.111	1.696	0.020
1.848	0.101	1.848	0.020
2.000	0.094	2.000	0.020
2.200	0.077	2.200	0.020
2.400	0.065	2.400	0.020
2.600	0.055	2.600	0.020
2.800	0.048	2.800	0.020
3.000	0.042	3.000	0.020
3.200	0.037	3.200	0.020
3.400	0.032	3.400	0.020
3.600	0.029	3.600	0.020
3.800	0.026	3.800	0.020
4.000	0.023	4.000	0.020

#### 5.9.12 Determinazione della massa partecipante

La determinazione dell'azione sismica viene calcolata considerando le masse associate ai seguenti carichi gravitazionali:

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

Dove  $G_1$  e  $G_2$  riguardano le masse associate al peso proprio delle strutture ed ai carichi permanenti, mentre  $Q_{kj}$  riguarda le masse associate ai carichi accidentali.

Trattandosi della verifica di un ponte extraurbano il coefficiente  $\psi_{2j}$  viene assunto pari a 0,00.

La determinazione della massa partecipante viene effettuata partendo dalle azioni trasmesse dall'impalcato alle sottostrutture per quanto riguarda i carichi permanenti, mentre per la valutazione dei carichi accidentali si va a determinare la risultante degli schemi di carico adottati nella statica globale.

### 5.9.13 Combinazione degli effetti sismici

Il metodo d'analisi lineare di riferimento per determinare gli effetti dell'azione sismica, sia su sistemi dissipativi sia su sistemi non dissipativi, è l'analisi modale con spettro di risposta o "analisi lineare dinamica". L'analisi dinamica lineare consiste:

- nella determinazione dei modi di vibrare della costruzione (analisi modale);
- nel calcolo degli effetti dell'azione sismica, rappresentata dallo spettro di risposta di progetto, per ciascuno dei modi di vibrare individuati;
- nella combinazione di questi effetti.

Devono essere considerati tutti i modi con massa partecipante significativa. È opportuno a tal riguardo considerare tutti i modi con massa partecipante superiore al 5% e comunque un numero di modi la cui massa partecipante totale sia superiore all'85%.

Per la combinazione degli effetti relativi ai singoli modi deve essere utilizzata una combinazione quadratica completa degli effetti relativi a ciascun modo, quale quella indicata nell'espressione (7.3.4) di cui al D.M. 17/01/18:

$$E = \left( \sum_j \sum_i \rho_{ij} \cdot E_i \cdot E_j \right)^{p,5}$$

Con:

$E_j$  valore dell'effetto relativo al modo  $j$ ;

$\rho_{ij}$  coefficiente di correlazione tra il modo  $i$  e il modo  $j$ , calcolato con formule di comprovata validità quale:

$$\rho_{ij} = \frac{8 \cdot \xi^2 \cdot \beta_{ij}^{3/2}}{(1 + \beta_{ij}) \cdot [(1 - \beta_{ij})^2 + 4 \cdot \xi^2 \cdot \beta_{ij}]}$$

$\xi$  smorzamento viscoso dei modi  $i$  e  $j$ ;

$\beta_{ij}$  è il rapporto tra l'inverso dei periodi di ciascuna coppia  $i$ - $j$  di modi ( $\beta_{ij} = T_j/T_i$ ).

Se la risposta viene valutata mediante analisi statica o dinamica in campo lineare, essa può essere calcolata separatamente per ciascuna delle tre componenti; la risposta a ciascuna componente, ove necessario (v. § 3.2.4.1 D.M. 17/01/18), è combinata con gli effetti pseudo – statici indotti dagli spostamenti relativi prodotti dalla variabilità spaziale della componente stessa, utilizzando la radice quadrata della somma quadrata dei quadrati.

Gli effetti sulla struttura (sollecitazioni, deformazioni, spostamenti, ecc.) sono combinati successivamente, applicando l'espressione (7.3.10) di cui al D.M. 17/01/18, con rotazione dei coefficienti moltiplicativi e conseguente individuazione degli effetti più gravosi.

$$1,00 \cdot E_x + 0,30 \cdot E_y + 0,30 \cdot E_z$$

Nel programma di calcolo Sap 2000 si sono definite 3 combinazioni degli effetti sismici:

- Sisma 1:  $1,00 \cdot E_x + 0,30 \cdot E_y + 0,30 \cdot E_z$ , nella quale si assume come dominante il sisma longitudinale;
- Sisma 2:  $0,30 \cdot E_x + 1,00 \cdot E_y + 0,30 \cdot E_z$ , nella quale si assume come dominante il sisma trasversale;
- Sisma 3:  $0,30 \cdot E_x + 0,30 \cdot E_y + 1,00 \cdot E_z$ , nella quale si assume come dominante il sisma verticale.

Viene successivamente definita una combinazione involuppo sismico, costituito dall'involuppo lineare delle tre precedenti.

#### 5.9.14 Combinazione dell'azione sismica con le altre azioni

Le verifiche agli stati limite ultimi o di esercizio devono essere effettuate per la combinazione dell'azione sismica con le altre azioni (3.2.16) del D.M. 14/01/08:

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

Gli effetti dell'azione sismica saranno valutati tenendo conto delle masse associate ai seguenti carichi gravitazionali (3.2.17 D.M. 14/01/2008):

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

Nel caso dei ponti, nelle espressioni 3.2.16 e 3.2.17 si assumerà per i carichi dovuti al transito dei mezzi  $\psi_{2j} = 0,2$  quando rilevante. Nel caso in esame trattandosi di un ponte extraurbano si assume pari a 0.

## 6. SCHEMI DI CALCOLO E MODELLAZIONE

In questo capitolo vengono analizzati i criteri di verifica di sicurezza nei confronti delle azioni descritte nel capitolo precedente e l'applicazione di esse ai modelli strutturali.

### 6.1 Sicurezza e calcolo delle prestazioni attese

Le opere e le componenti strutturali devono essere progettate, eseguite, collaudate e soggette a manutenzione in modo tale da consentirne la prevista utilizzazione, in forma economicamente sostenibile e con il livello di sicurezza previsto dalle norme NTC 2018.

La sicurezza e le prestazioni di un'opera o di una parte di essa devono essere valutate in relazione agli stati limite che si possono verificare durante la vita nominale. Stato limite è la condizione superata la quale l'opera non soddisfa più le esigenze per le quali è stata progettata.

In particolare, secondo quanto stabilito nelle NTC 2018, le opere e le varie tipologie strutturali devono possedere i seguenti requisiti:

- sicurezza nei confronti di stati limite ultimi (SLU): capacità di evitare crolli, perdite di equilibrio e dissesti gravi, totali o parziali, che possano compromettere l'incolumità delle persone ovvero comportare la perdita di beni, ovvero provocare gravi danni ambientali e sociali, ovvero mettere fuori servizio l'opera;
- sicurezza nei confronti di stati limite di esercizio (SLE): capacità di garantire le prestazioni previste per le condizioni di esercizio;
- robustezza nei confronti di azioni eccezionali: capacità di evitare danni sproporzionati rispetto all'entità delle cause innescanti quali incendio, esplosioni, urti.

#### 6.1.1 Stati limite ultimi (SLU)

I principali Stati Limite Ultimi sono elencati nel seguito:

- perdita di equilibrio della struttura o di una sua parte;
- spostamenti o deformazioni eccessive;
- raggiungimento della massima capacità di resistenza di parti di strutture, collegamenti, fondazioni;
- raggiungimento della massima capacità di resistenza della struttura nel suo insieme;
- raggiungimento di meccanismi di collasso nei terreni;
- rottura di membrane e collegamenti per fatica;
- rottura di membrane e collegamenti per altri effetti dipendenti dal tempo;
- instabilità di parti della struttura o del suo insieme

#### 6.1.2 Stati limite di esercizio (SLE)

I principali Stati Limite di Esercizio, di cui al § 5.1, sono elencati nel seguito:

- danneggiamenti locali (ad es. eccessiva fessurazione del calcestruzzo) che possano ridurre la durabilità della struttura, la sua efficienza o il suo aspetto;
- spostamenti e deformazioni che possano limitare l'uso della costruzione, la sua efficienza e il suo aspetto;
- spostamenti e deformazioni che possano compromettere l'efficienza e l'aspetto di elementi non strutturali, impianti, macchinari;
- vibrazioni che possano compromettere l'uso della costruzione;
- danni per fatica che possano compromettere la durabilità;
- corrosione e/o eccessivo degrado dei materiali in funzione dell'ambiente di esposizione.

## 6.2 Valutazione della sicurezza

Per la valutazione della sicurezza delle costruzioni si devono adottare criteri probabilistici scientificamente comprovati. Nel seguito sono normati i criteri del metodo semiprobabilistico agli stati limite basati sull'impiego dei coefficienti parziali di sicurezza, applicabili nella generalità dei casi; tale metodo è detto di primo livello. Per opere di particolare importanza si possono adottare metodi di livello superiore, tratti da documentazione tecnica di comprovata validità.

Nel metodo semiprobabilistico agli stati limite, la sicurezza strutturale deve essere verificata tramite il confronto tra la resistenza e l'effetto delle azioni. Per la sicurezza strutturale, la resistenza dei materiali e le azioni sono rappresentate dai valori caratteristici,  $R_{ki}$  e  $F_{kj}$  definiti, rispettivamente, come il frattile inferiore delle resistenze e il frattile (superiore o inferiore) delle azioni che minimizzano la sicurezza. In genere, i frattili sono assunti pari al 5%. Per le grandezze con piccoli coefficienti di variazione, ovvero per grandezze che non riguardino univocamente resistenze o azioni, si possono considerare frattili al 50% (valori mediani).

La verifica della sicurezza nei riguardi degli stati limite ultimi di resistenza si effettua con il "metodo dei coefficienti parziali" di sicurezza espresso dalla equazione formale:

$$R_d \geq E_d$$

Dove:

$R_d$  è la resistenza di progetto, valutata in base ai valori di progetto della resistenza dei materiali e ai valori nominali delle grandezze geometriche interessate;

$E_d$  è il valore di progetto dell'effetto delle azioni, valutato in base ai valori di progetto  $F_{dj} = F_{kj} \cdot \gamma_{Fj}$  delle azioni, o direttamente  $E_{dj} = E_{kj} \cdot \gamma_{Ej}$ .

I coefficienti parziali di sicurezza,  $\gamma_{Mi}$  e  $\gamma_{Fj}$ , associati rispettivamente al materiale i-esimo e all'azione j-esima, tengono in conto la variabilità delle rispettive grandezze e le incertezze relative alle tolleranze geometriche e alla affidabilità del modello di calcolo.

La verifica della sicurezza nei riguardi degli stati limite di esercizio si esprime controllando aspetti di funzionalità e stato tensionale.

### 6.3 Combinazione dei carichi

Si applicano le combinazioni di carico previste dalla NTC 2018. Ai fini della determinazione dei valori caratteristici delle azioni dovute al traffico, si dovranno considerare, generalmente, le combinazioni riportate in Tab. 5.1.IV. A causa della natura dell'opera, i gruppi di azioni da prendere in esame risultano esclusivamente i gruppi 1, 2a e 2b.

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

	Carichi sulla superficie carrabile					Carichi su marciapiedi e piste ciclabili non sormontabili
	Carichi verticali			Carichi orizzontali		Carichi verticali
Gruppo di azioni	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

La Tab. 5.1.V fornisce i valori dei coefficienti parziali delle azioni da assumere nell'analisi per la determinazione degli effetti delle azioni nelle verifiche agli stati limite ultimi, il significato dei simboli è il seguente:

- $\gamma_{G1}$  coefficiente parziale del peso proprio della struttura, del terreno e dell'acqua, quando pertinente;
- $\gamma_{G2}$  coefficiente parziale dei pesi propri degli elementi non strutturali;
- $\gamma_Q$  coefficiente parziale delle azioni variabili da traffico;
- $\gamma_{Qi}$  coefficiente parziale delle azioni variabili.

Il coefficiente parziale della precompressione si assume pari a  $\gamma_P=1$ .

I valori dei coefficienti  $\psi_{0j}$ ,  $\psi_{1j}$  e  $\psi_{2j}$  per le diverse categorie di azioni sono riportati nella Tab. 5.1.VI.



**Ponti metallici sul canale Milano – Cremona – Po**  
**Verifica statica e sismica**

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

Sono state analizzate le combinazioni di carico agli stati limite ultimi distinguendo lo stato limite di resistenza della struttura (STR), facente riferimento ai coefficienti parziali.

### 6.3.1 Combinazioni SLU, sismica e SLE

In accordo al § 2.5.3 delle NTC 2018, ai fini delle verifiche degli stati limite si definiscono le seguenti combinazioni delle azioni:

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

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

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

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

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

**TABLE: Combination Definitions**

ComboName	ComboType	AutoDesign	CaseType	CaseName	ScaleFactor
Text	Text	Yes/No	Text	Text	Unitless
SISMICA SLV	Linear Add	No	Linear Static	Acciaio	1
SISMICA SLV			Linear Static	Soletta	1
SISMICA SLV			Linear Static	Permanenti	1
SISMICA SLV			Response Combo	E	1
SLU STR1	Linear Add	No	Linear Static	Acciaio	1.35
SLU STR1			Linear Static	Soletta	1.35
SLU STR1			Linear Static	Permanenti	1.5
SLU STR1			Response Combo	Attrito	0.9
SLU STR1			Response Combo	VENTO SCARICO	1.5
SLU STR2	Linear Add	No	Linear Static	Acciaio	1.35
SLU STR2			Linear Static	Soletta	1.35
SLU STR2			Linear Static	Permanenti	1.5
SLU STR2			Response Combo	Attrito	1.5
SLU STR2			Response Combo	VENTO SCARICO	0.9
SLU STR3	Linear Add	No	Linear Static	Acciaio	1.35
SLU STR3			Linear Static	Soletta	1.35
SLU STR3			Linear Static	Permanenti	1.5
SLU STR3			Response Combo	Attrito	0.9
SLU STR3			Response Combo	VENTO CARICO	0.9
SLU STR3			Response Combo	1 ACCIDENTALI	1.35
SLU STR3			Response Combo	2 FOLLA	1.35
SLU STR4	Linear Add	No	Linear Static	Acciaio	1.35
SLU STR4			Linear Static	Soletta	1.35
SLU STR4			Linear Static	Permanenti	1.5
SLU STR4			Response Combo	Attrito	0.9
SLU STR4			Response Combo	VENTO CARICO	0.9
SLU STR4			Response Combo	1 ACCIDENTALI	1.0125
SLU STR4			Response Combo	2 FOLLA	1.0125
SLU STR4			Linear Static	Frenamento	1.35

## 7. VERIFICA DELLA PILA

Nel presente capitolo si riporta la verifica della pila con gli appoggi fissi.

### 7.1 Pulvino

#### 7.1.1 Verifica del pulvino a flessione allo SLU STR e SLV

La massima sollecitazione flettente allo SLU e SLV è localizzata nel frame PU2\_1.

La verifica viene condotta per la combinazione che massimizza i momenti flettenti e in concomitanza minimizza l'azione assiale.

TABLE: Element Forces - Frames						
Frame	Station	OutputCase	CaseType	StepType	P	M3
Text	m	Text	Text	Text	KN	KN-m
PU_2_1	0	SISMICA SLV	Combination	Max	104	510
PU_2_1	0.5	SISMICA SLV	Combination	Max	104	345
PU_2_1	1	SISMICA SLV	Combination	Max	104	179
PU_2_1	1.5	SISMICA SLV	Combination	Max	104	10
PU_2_1	2	SISMICA SLV	Combination	Max	104	164
PU_2_1	2.5	SISMICA SLV	Combination	Max	104	330
PU_2_1	3	SISMICA SLV	Combination	Max	104	494
PU_2_1	0	SISMICA SLV	Combination	Min	-99	-520
PU_2_1	0.5	SISMICA SLV	Combination	Min	-99	-346
PU_2_1	1	SISMICA SLV	Combination	Min	-99	-174
PU_2_1	1.5	SISMICA SLV	Combination	Min	-99	-4
PU_2_1	2	SISMICA SLV	Combination	Min	-99	-160
PU_2_1	2.5	SISMICA SLV	Combination	Min	-99	-333
PU_2_1	3	SISMICA SLV	Combination	Min	-99	-507
PU_2_1	0	SLU STR1	Combination	Max	32	144
PU_2_1	0.5	SLU STR1	Combination	Max	32	101
PU_2_1	1	SLU STR1	Combination	Max	32	55
PU_2_1	1.5	SLU STR1	Combination	Max	32	7
PU_2_1	2	SLU STR1	Combination	Max	32	50
PU_2_1	2.5	SLU STR1	Combination	Max	32	95
PU_2_1	3	SLU STR1	Combination	Max	32	138
PU_2_1	0	SLU STR1	Combination	Min	-25	-158
PU_2_1	0.5	SLU STR1	Combination	Min	-25	-102
PU_2_1	1	SLU STR1	Combination	Min	-25	-49
PU_2_1	1.5	SLU STR1	Combination	Min	-25	2
PU_2_1	2	SLU STR1	Combination	Min	-25	-45
PU_2_1	2.5	SLU STR1	Combination	Min	-25	-98
PU_2_1	3	SLU STR1	Combination	Min	-25	-155
PU_2_1	0	SLU STR2	Combination	Max	21	83
PU_2_1	0.5	SLU STR2	Combination	Max	21	60
PU_2_1	1	SLU STR2	Combination	Max	21	34
PU_2_1	1.5	SLU STR2	Combination	Max	21	6
PU_2_1	2	SLU STR2	Combination	Max	21	31

Ponti metallici sul canale Milano – Cremona – Po						
Verifica statica e sismica						

PU_2_1	2.5	SLU STR2	Combination	Max	21	57
PU_2_1	3	SLU STR2	Combination	Max	21	79
PU_2_1	0	SLU STR2	Combination	Min	-14	-98
PU_2_1	0.5	SLU STR2	Combination	Min	-14	-61
PU_2_1	1	SLU STR2	Combination	Min	-14	-28
PU_2_1	1.5	SLU STR2	Combination	Min	-14	3
PU_2_1	2	SLU STR2	Combination	Min	-14	-26
PU_2_1	2.5	SLU STR2	Combination	Min	-14	-60
PU_2_1	3	SLU STR2	Combination	Min	-14	-96
PU_2_1	0	SLU STR3	Combination	Max	51	235
PU_2_1	0.5	SLU STR3	Combination	Max	51	164
PU_2_1	1	SLU STR3	Combination	Max	51	90
PU_2_1	1.5	SLU STR3	Combination	Max	51	13
PU_2_1	2	SLU STR3	Combination	Max	51	82
PU_2_1	2.5	SLU STR3	Combination	Max	51	156
PU_2_1	3	SLU STR3	Combination	Max	51	228
PU_2_1	0	SLU STR3	Combination	Min	-44	-250
PU_2_1	0.5	SLU STR3	Combination	Min	-44	-165
PU_2_1	1	SLU STR3	Combination	Min	-44	-83
PU_2_1	1.5	SLU STR3	Combination	Min	-44	-4
PU_2_1	2	SLU STR3	Combination	Min	-44	-77
PU_2_1	2.5	SLU STR3	Combination	Min	-44	-159
PU_2_1	3	SLU STR3	Combination	Min	-44	-243
PU_2_1	0	SLU STR4	Combination	Max	51	233
PU_2_1	0.5	SLU STR4	Combination	Max	51	162
PU_2_1	1	SLU STR4	Combination	Max	51	88
PU_2_1	1.5	SLU STR4	Combination	Max	51	12
PU_2_1	2	SLU STR4	Combination	Max	51	81
PU_2_1	2.5	SLU STR4	Combination	Max	51	155
PU_2_1	3	SLU STR4	Combination	Max	51	226
PU_2_1	0	SLU STR4	Combination	Min	-43	-248
PU_2_1	0.5	SLU STR4	Combination	Min	-43	-164
PU_2_1	1	SLU STR4	Combination	Min	-43	-82
PU_2_1	1.5	SLU STR4	Combination	Min	-43	-3
PU_2_1	2	SLU STR4	Combination	Min	-43	-75
PU_2_1	2.5	SLU STR4	Combination	Min	-43	-157
PU_2_1	3	SLU STR4	Combination	Min	-43	-242
PU_2_2	0	SISMICA SLV	Combination	Max	104	494
PU_2_2	0.5	SISMICA SLV	Combination	Max	104	330
PU_2_2	1	SISMICA SLV	Combination	Max	104	164
PU_2_2	1.5	SISMICA SLV	Combination	Max	104	10
PU_2_2	2	SISMICA SLV	Combination	Max	104	179
PU_2_2	2.5	SISMICA SLV	Combination	Max	104	345
PU_2_2	3	SISMICA SLV	Combination	Max	104	510

Ponti metallici sul canale Milano – Cremona – Po					
Verifica statica e sismica					

PU_2_2	0	SISMICA SLV	Combination	Min	-99	-507
PU_2_2	0.5	SISMICA SLV	Combination	Min	-99	-333
PU_2_2	1	SISMICA SLV	Combination	Min	-99	-160
PU_2_2	1.5	SISMICA SLV	Combination	Min	-99	-4
PU_2_2	2	SISMICA SLV	Combination	Min	-99	-174
PU_2_2	2.5	SISMICA SLV	Combination	Min	-99	-346
PU_2_2	3	SISMICA SLV	Combination	Min	-99	-520
PU_2_2	0	SLU STR1	Combination	Max	34	137
PU_2_2	0.5	SLU STR1	Combination	Max	34	95
PU_2_2	1	SLU STR1	Combination	Max	34	50
PU_2_2	1.5	SLU STR1	Combination	Max	34	6
PU_2_2	2	SLU STR1	Combination	Max	34	54
PU_2_2	2.5	SLU STR1	Combination	Max	34	100
PU_2_2	3	SLU STR1	Combination	Max	34	142
PU_2_2	0	SLU STR1	Combination	Min	-27	-154
PU_2_2	0.5	SLU STR1	Combination	Min	-27	-98
PU_2_2	1	SLU STR1	Combination	Min	-27	-45
PU_2_2	1.5	SLU STR1	Combination	Min	-27	2
PU_2_2	2	SLU STR1	Combination	Min	-27	-48
PU_2_2	2.5	SLU STR1	Combination	Min	-27	-101
PU_2_2	3	SLU STR1	Combination	Min	-27	-157
PU_2_2	0	SLU STR2	Combination	Max	22	79
PU_2_2	0.5	SLU STR2	Combination	Max	22	56
PU_2_2	1	SLU STR2	Combination	Max	22	31
PU_2_2	1.5	SLU STR2	Combination	Max	22	5
PU_2_2	2	SLU STR2	Combination	Max	22	34
PU_2_2	2.5	SLU STR2	Combination	Max	22	60
PU_2_2	3	SLU STR2	Combination	Max	22	83
PU_2_2	0	SLU STR2	Combination	Min	-15	-96
PU_2_2	0.5	SLU STR2	Combination	Min	-15	-60
PU_2_2	1	SLU STR2	Combination	Min	-15	-26
PU_2_2	1.5	SLU STR2	Combination	Min	-15	3
PU_2_2	2	SLU STR2	Combination	Min	-15	-27
PU_2_2	2.5	SLU STR2	Combination	Min	-15	-61
PU_2_2	3	SLU STR2	Combination	Min	-15	-97
PU_2_2	0	SLU STR3	Combination	Max	53	227
PU_2_2	0.5	SLU STR3	Combination	Max	53	156
PU_2_2	1	SLU STR3	Combination	Max	53	83
PU_2_2	1.5	SLU STR3	Combination	Max	53	13
PU_2_2	2	SLU STR3	Combination	Max	53	89
PU_2_2	2.5	SLU STR3	Combination	Max	53	162
PU_2_2	3	SLU STR3	Combination	Max	53	233
PU_2_2	0	SLU STR3	Combination	Min	-45	-243
PU_2_2	0.5	SLU STR3	Combination	Min	-45	-158
PU_2_2	1	SLU STR3	Combination	Min	-45	-77

	Ponti metallici sul canale Milano – Cremona – Po				
	Verifica statica e sismica				

PU_2_2	1.5	SLU STR3	Combination	Min	-45	-4
PU_2_2	2	SLU STR3	Combination	Min	-45	-82
PU_2_2	2.5	SLU STR3	Combination	Min	-45	-164
PU_2_2	3	SLU STR3	Combination	Min	-45	-248
PU_2_2	0	SLU STR4	Combination	Max	53	225
PU_2_2	0.5	SLU STR4	Combination	Max	53	154
PU_2_2	1	SLU STR4	Combination	Max	53	81
PU_2_2	1.5	SLU STR4	Combination	Max	53	11
PU_2_2	2	SLU STR4	Combination	Max	53	87
PU_2_2	2.5	SLU STR4	Combination	Max	53	161
PU_2_2	3	SLU STR4	Combination	Max	53	231
PU_2_2	0	SLU STR4	Combination	Min	-45	-241
PU_2_2	0.5	SLU STR4	Combination	Min	-45	-157
PU_2_2	1	SLU STR4	Combination	Min	-45	-76
PU_2_2	1.5	SLU STR4	Combination	Min	-45	-3
PU_2_2	2	SLU STR4	Combination	Min	-45	-81
PU_2_2	2.5	SLU STR4	Combination	Min	-45	-162
PU_2_2	3	SLU STR4	Combination	Min	-45	-246

#### Materiali

Calcestruzzo C35/45 (LC3)

Acciaio FeB44k (LC3)

#### SEZIONE

larghezza (cm) 40

altezza (cm) 80

#### ARMATURA

Superiore 4 $\phi$ 20 = 12,56 cmq

Inferiore 4 $\phi$ 20 = 12,56 cmq

# VERIFICA A TENSOFLESSIONE – COMBINAZIONE SISMICA SLV

SOLLECITAZIONI

$$M_{x, sd} = 510 \text{ kNm}$$

$$N_{sd} = 104 \text{ kN (trazione)}$$

AZIONI RESISTENTI

$$M_{x, Rd} = 302 \text{ kNm}$$

Verifica

Verifica C.A. S.L.U. - File: Pulvino Pila

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

Titolo : Pulvino Pila

N° Vertici 4 Zoom N° barre 8 Zoom

N°	x [cm]	y [cm]
1	-20	-40
2	20	-40
3	20	40
4	-20	40

N°	As [cm²]	x [cm]	y [cm]
1	3.14	-15	-35
2	3.14	-5	-35
3	3.14	5	-35
4	3.14	15	-35
5	3.14	-15	35
6	3.14	-5	35

Sollecitazioni S.L.U. Metodo n

N<sub>Ed</sub> -104 kN  
M<sub>xEd</sub> 510 kNm  
M<sub>yEd</sub> 0 kNm

P.to applicazione N  
Centro Baricentro cls  
Coord.[cm] xN 0 yN 0

Tipo rottura  
Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

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

Materiali

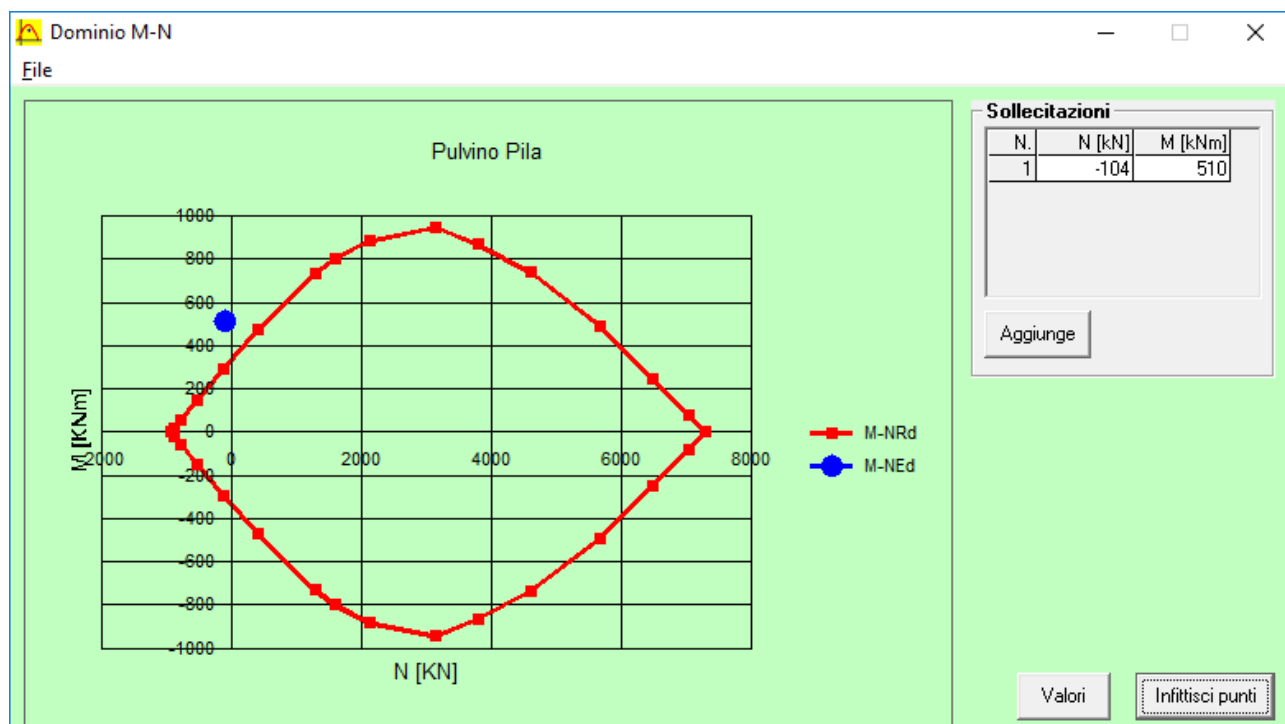
FeB44k C35/45

ε<sub>su</sub> 67.5 ‰ ε<sub>c2</sub> 2 ‰  
f<sub>yd</sub> 373.9 N/mm² ε<sub>cu</sub> 3.5 ‰  
E<sub>s</sub> 200,000 N/mm² f<sub>cd</sub> 19.83 N/mm²  
E<sub>s</sub>/E<sub>c</sub> 15 f<sub>cc</sub>/f<sub>cd</sub> 0.8  
ε<sub>syd</sub> 1.87 ‰ σ<sub>c,adm</sub> 13.5 N/mm²  
σ<sub>s,adm</sub> 255 N/mm² τ<sub>co</sub> 0.8  
τ<sub>c1</sub> 2.257

M<sub>xRd</sub> 301.8 kNm

σ<sub>c</sub> -19.83 N/mm²  
σ<sub>s</sub> 373.9 N/mm²  
ε<sub>c</sub> 3.5 ‰  
ε<sub>s</sub> 47.12 ‰  
d 75 cm  
x 5.185 x/d 0.06914  
δ 0.7





### Conclusioni

$$IR = 302 / 510 = 0,59 < 1,00$$

VERIFICA NON SODDISFATTA

# VERIFICA A TENSOFLESSIONE – COMBINAZIONE SLU STR

SOLLECITAZIONI

$$M_{x, sd} = 235 \text{ kNm}$$

$$N_{sd} = 51 \text{ kN (trazione)}$$

AZIONI RESISTENTI

$$M_{x, Rd} = 321 \text{ kNm}$$

Verifica

Verifica C.A. S.L.U. - File: Pulvino Pila

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

Titolo : Pulvino Pila

N° Vertici 4 Zoom N° barre 8 Zoom

N°	x [cm]	y [cm]
1	-20	-40
2	20	-40
3	20	40
4	-20	40

N°	As [cm²]	x [cm]	y [cm]
1	3.14	-15	-35
2	3.14	-5	-35
3	3.14	5	-35
4	3.14	15	-35
5	3.14	-15	35
6	3.14	-5	35

Sollecitazioni S.L.U. Metodo n

N<sub>Ed</sub> -51 kN  
M<sub>xEd</sub> 235 kNm  
M<sub>yEd</sub> 0 kNm

P.to applicazione N  
Centro Baricentro cls  
Coord.[cm] xN 0 yN 0

Tipo rottura  
Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

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>o</sub> 0 cm Col. modello

Precompresso

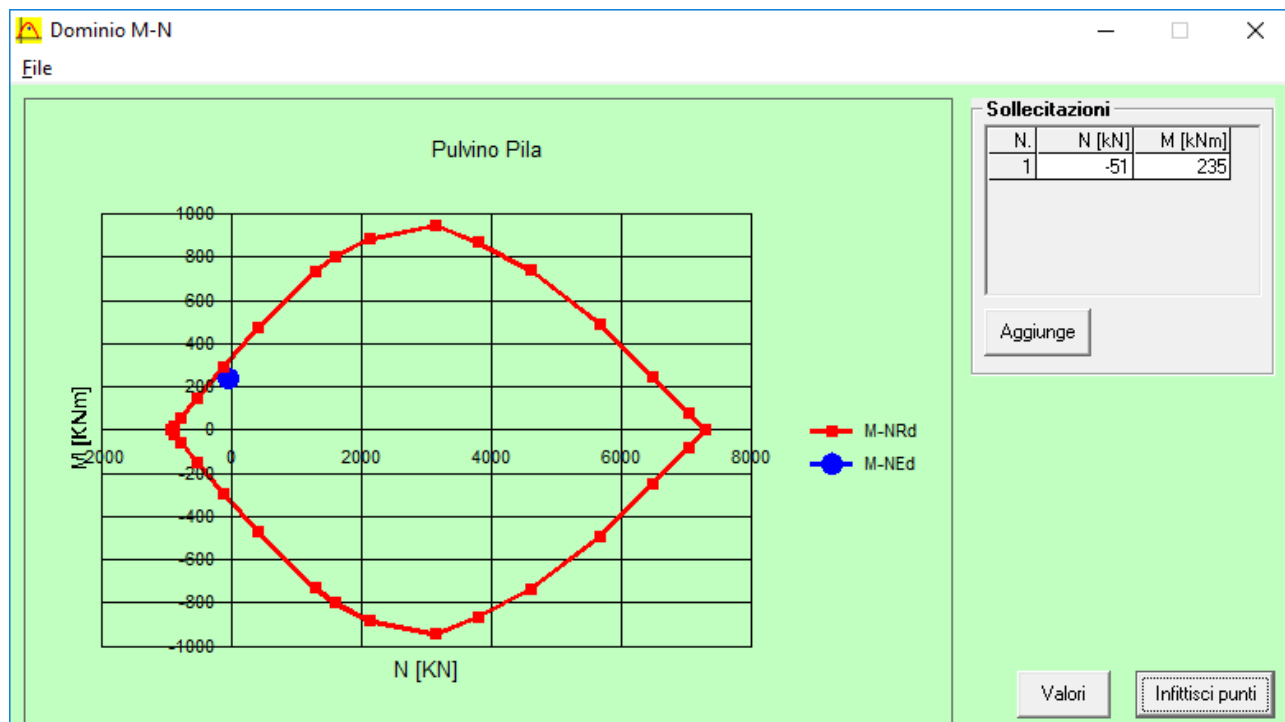
Materiali

FeB44k C35/45

ε<sub>su</sub> 67.5 ‰ ε<sub>c2</sub> 2 ‰  
f<sub>yd</sub> 373.9 N/mm² ε<sub>cu</sub> 3.5 ‰  
E<sub>s</sub> 200,000 N/mm² f<sub>cd</sub> 19.83 N/mm²  
E<sub>s</sub>/E<sub>c</sub> 15 f<sub>cc</sub>/f<sub>cd</sub> 0.8 ?  
ε<sub>syd</sub> 1.87 ‰ σ<sub>c,adm</sub> 13.5 N/mm²  
σ<sub>s,adm</sub> 255 N/mm² τ<sub>co</sub> 0.8  
τ<sub>c1</sub> 2.257

M<sub>xRd</sub> 320.4 kNm

σ<sub>c</sub> -19.83 N/mm²  
σ<sub>s</sub> 373.9 N/mm²  
ε<sub>c</sub> 3.5 ‰  
ε<sub>s</sub> 44.88 ‰  
d 75 cm  
x 5.426 x/d 0.07234  
δ 0.7



### Conclusioni

$$IR = 321 / 235 = 1,37 > 1,00$$

VERIFICA SODDISFATTA

### 7.1.2 Verifica del fusto a taglio allo SLU STR e SLV

La massima sollecitazione tagliante allo SLU e SLV è localizzata nei frames PU2\_1.

La verifica viene condotta per la combinazione che massimizza le azioni taglianti.

Il massimo taglio allo SLU SLV è pari a:

$$V_{Ed} = 350 \text{ kN}$$

Il massimo taglio allo SLU STR è pari a:

$$V_{Ed} = 175 \text{ kN}$$

#### *Sezione*

Sezione rettangolare

Larghezza 40 cm

Altezza 80 cm

#### Materiali

Calcestruzzo C35/45 (LC3)

Acciaio FeB44k (LC3)

#### *Armatura longitudinale*

Superiore  $4\phi 20 = 12,56 \text{ cmq}$

Inferiore  $4\phi 20 = 12,56 \text{ cmq}$

#### *Armatura trasversale*

Staffe  $2\phi 8/30''$

	Ponti metallici sul canale Milano – Cremona – Po Verifica statica e sismica
--	--

### Verifica a taglio – Combinazione sismica SLV

Verifica a taglio di elementi privi di armatura a taglio

#### SEZIONE RETTANGOLARE

##### Caratteristiche geometriche sezione

	Descrizione	Valore	u.d.m.
bw	larghezza minima sezione	400	mm
h	altezza totale della sezione	800	mm
d	altezza utile sezione	750	mm

Descrizione materiale			
Calcestruzzo	classe C 35/45	$R_{ck}(\text{Mpa}) = 45$	$f_{ck}(\text{Mpa}) = 37.35$
Acciaio	FeB44k	$f_{yk}(\text{Mpa}) = 440$	$f_{yd}(\text{Mpa}) = 382.61$
$\gamma_c$	1.50	$\gamma_m$	1.15
		$f_{cd}(\text{Mpa}) = 21.17$	

Armatura longitudinale				
barre	n°	$\Phi$ (mm)	Asl (mm <sup>2</sup> )	$\rho_1$
Superiore	4	20	1,256.64	0.0042
	0	0	0.00	0.0000
Inferiore	0	0	0.00	0.0000
	0	0	0.00	0.0000
				0.0042

#### Elementi senza armature resistenti a taglio

##### Parametri di calcolo

	Descrizione	Valore	u.d.m.
$\sigma_{cp}$	tensione di compressione media nella sezione	0	
k	parametro adimensionale	1.52	
$v_{min}$	resistenza minima	0.3994	N/mm <sup>2</sup>

<b>Verifica</b>	$N_{sd} =$	0 kN	<b>N di trazione non si considera</b>
	$V_{sd} =$	350 kN	
	$V_{rd} =$	136.53 kN	

<b>NECESSARIA ARMATURA TRASVERSALE A TAGLIO</b>
---

VERIFICA NON SODDISFATTA

	Ponti metallici sul canale Milano – Cremona – Po
	Verifica statica e sismica

Verifica a taglio di elementi provvisti di armatura a taglio

### SEZIONE RETTANGOLARE

#### Caratteristiche geometriche sezione

	Descrizione	Valore	u.d.m.
bw	larghezza minima sezione	400	mm
h	altezza totale della sezione	800	mm
d	altezza utile sezione	750	mm

Descrizione materiale			
Calcestruzzo	classe C 35/45	$R_{ck}$ (Mpa)= 45	$f_{ck}$ (Mpa)= 37.35
Acciaio	FeB44k	$f_{yk}$ (Mpa)= 440	$f_{yd}$ (Mpa)= 382.61
$\gamma_c$	1.50	$\gamma_m$	1.15
			$f_{cd}$ (Mpa)= 21.17

#### Elementi con armature trasversali resistenti a taglio

Armatura trasversale				
	n° bracci	passo (mm)	$\Phi$ (mm)	$A_{sw}$ (mm <sup>2</sup> )
staffe	2	300	8	100.53

#### Parametri di calcolo

	Descrizione	Valore	u.d.m.
$\Theta$	inclinazione dei puntoni	21.80	°
$\alpha$	angolo inclinazione trasversale	90.00	°
$\alpha_c$	coefficiente maggiorativo	1.00	

#### Verifica

$V_{sd}$ =	350 kN
$V_{rzd}$ =	216.38 kN
$V_{rzd}$ =	985.22 kN

#### AUMENTARE ARMATURA TRASVERSALE

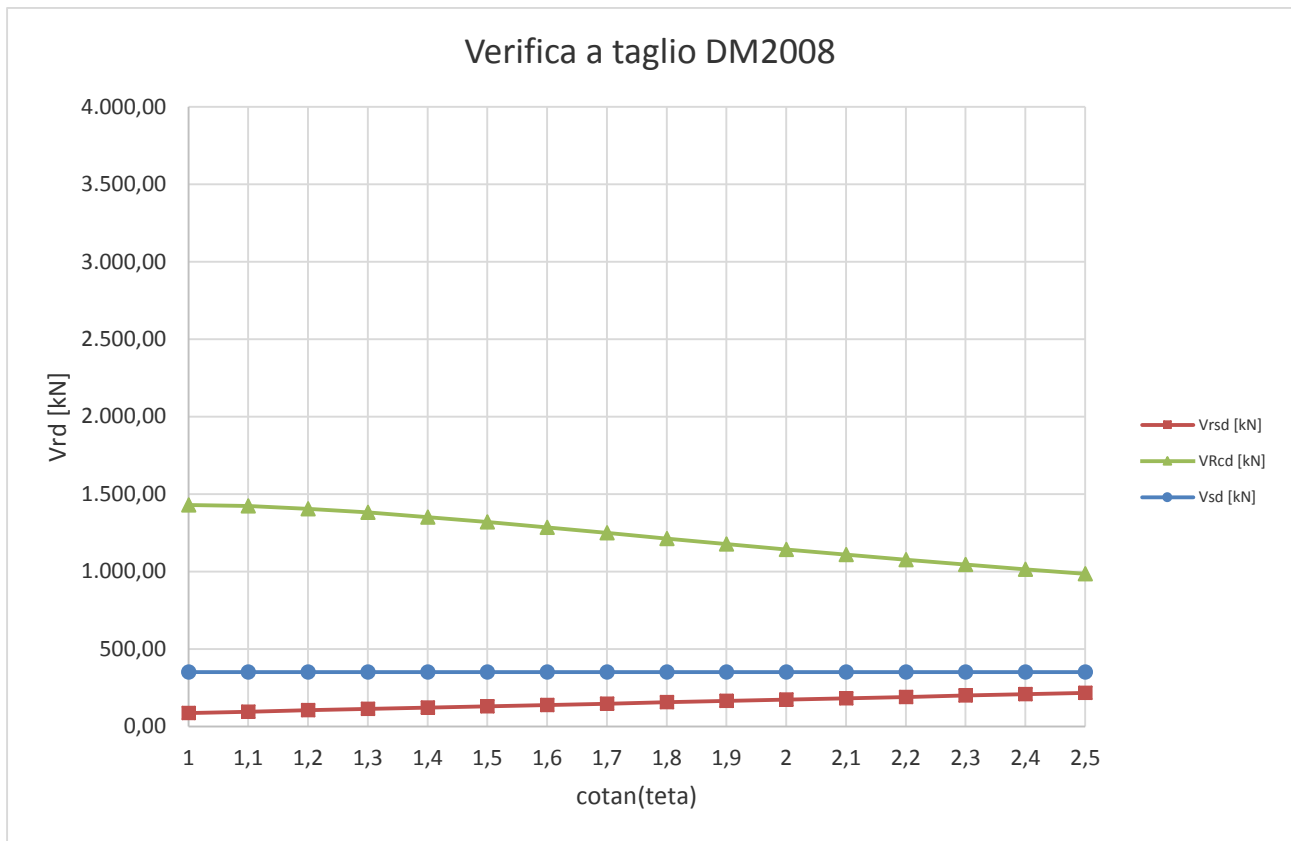
SEN<sup>2</sup> $\theta$  0.030289  
SEN $\theta$  0.1740374  
 $\theta$  10.02 °

0.32	6.23	OK
------	------	----

Se la verifica è ok la trave è duttile: rottura lato acciaio

Se  $\theta < 21.8^\circ$  si ha collasso lato acciaio con le bielle compresse integre.  
Sostituire  $\theta = 21.8^\circ$ .

cot $\alpha$	$\Theta$	$V_{rzd}$ [kN]	$V_{rzd}$ [kN]	$V_{sd}$ [kN]
1	45.00	86.54	1,428.64	350
1.1	42.27	95.20	1,422.17	350
1.2	39.81	103.85	1,405.22	350
1.3	37.57	112.51	1,380.84	350
1.4	35.54	121.16	1,351.41	350
1.5	33.69	129.82	1,318.74	350
1.6	32.01	138.47	1,284.17	350
1.7	30.47	147.12	1,248.68	350
1.8	29.05	155.78	1,212.99	350
1.9	27.76	164.43	1,177.62	350
2	26.57	173.09	1,142.91	350
2.1	25.46	181.74	1,109.11	350
2.2	24.44	190.40	1,076.37	350
2.3	23.50	199.05	1,044.79	350
2.4	22.62	207.71	1,014.42	350
2.5	21.80	216.36	985.27	350



Lato calcestruzzo il taglio sollecitante è inferiore alla resistenza della sezione (si scongiura la rottura fragile) per inclinazione dei puntoni  $\theta$  qualsiasi.

Lato acciaio invece il taglio sollecitante supera la resistenza lato acciaio della sezione (rottura duttile) per inclinazione dei puntoni  $\theta$  qualsiasi.

Il collasso si verifica per  $\theta = 21,80^\circ$  ( $\cotan \theta = 2,50$ ) secondo il metodo dell'inclinazione variabile del traliccio.

In corrispondenza di tale valore la verifica è soddisfatta lato calcestruzzo ma non lato acciaio.

**VERIFICA NON SODDISFATTA**

	Ponti metallici sul canale Milano – Cremona – Po
	Verifica statica e sismica

### Verifica a taglio – Combinazione SLU STR

Verifica a taglio di elementi privi di armatura a taglio

#### SEZIONE RETTANGOLARE

##### Caratteristiche geometriche sezione

	Descrizione	Valore	u.d.m.
bw	larghezza minima sezione	400	mm
h	altezza totale della sezione	800	mm
d	altezza utile sezione	750	mm

Descrizione materiale			
Calcestruzzo	classe C 35/45	$R_{ck}(\text{Mpa}) = 45$	$f_{ck}(\text{Mpa}) = 37.35$
Acciaio	FeB44k	$f_{yk}(\text{Mpa}) = 440$	$f_{yd}(\text{Mpa}) = 382.61$
$\gamma_c$	1.50	$\gamma_m$	1.15
			$f_{cd}(\text{Mpa}) = 21.17$

Armatura longitudinale				
barre	n°	$\Phi$ (mm)	Asl (mm <sup>2</sup> )	$\rho_1$
Superiore	4	20	1,256.64	0.0042
	0	0	0.00	0.0000
Inferiore	0	0	0.00	0.0000
	0	0	0.00	0.0000
				0.0042

#### Elementi senza armature resistenti a taglio

##### Parametri di calcolo

	Descrizione	Valore	u.d.m.
$\sigma_{cp}$	tensione di compressione media nella sezione	0	
k	parametro adimensionale	1.52	
$v_{min}$	resistenza minima	0.3994	N/mm <sup>2</sup>

##### Verifica

$N_{sd} =$	0 kN	<b>N di trazione non si considera</b>
$V_{sd} =$	175 kN	
$V_{rd} =$	136.53 kN	

**NECESSARIA ARMATURA TRASVERSALE A TAGLIO**

VERIFICA NON SODDISFATTA



	Ponti metallici sul canale Milano – Cremona – Po
	Verifica statica e sismica

Verifica a taglio di elementi provvisti di armatura a taglio

### SEZIONE RETTANGOLARE

#### Caratteristiche geometriche sezione

	Descrizione	Valore	u.d.m.
bw	larghezza minima sezione	400	mm
h	altezza totale della sezione	800	mm
d	altezza utile sezione	750	mm

Descrizione materiale			
Calcestruzzo	classe C 35/45	$R_{ck}$ (Mpa)= 45	$f_{ck}$ (Mpa)= 37.35
Acciaio	FeB44k	$f_{yk}$ (Mpa)= 440	$f_{yd}$ (Mpa)= 382.61
$\gamma_c$	1.50	$\gamma_m$	1.15
			$f_{cd}$ (Mpa)= 21.17

#### Elementi con armature trasversali resistenti a taglio

Armatura trasversale				
	n° bracci	passo (mm)	$\Phi$ (mm)	$A_{sw}$ (mm <sup>2</sup> )
staffe	2	300	8	100.53

#### Parametri di calcolo

	Descrizione	Valore	u.d.m.
$\Theta$	inclinazione dei puntoni	21.80	°
$\alpha$	angolo inclinazione trasversale	90.00	°
$\alpha_c$	coefficiente maggiorativo	1.00	

#### Verifica

$V_{sd}$ =	175 kN
$V_{r,sd}$ =	216.38 kN
$V_{r,c,d}$ =	985.22 kN

**VERIFICA SODDISFATTA**

SEN<sup>2</sup> $\theta$  0.030289  
SEN $\theta$  0.1740374  
 $\theta$  10.02 °

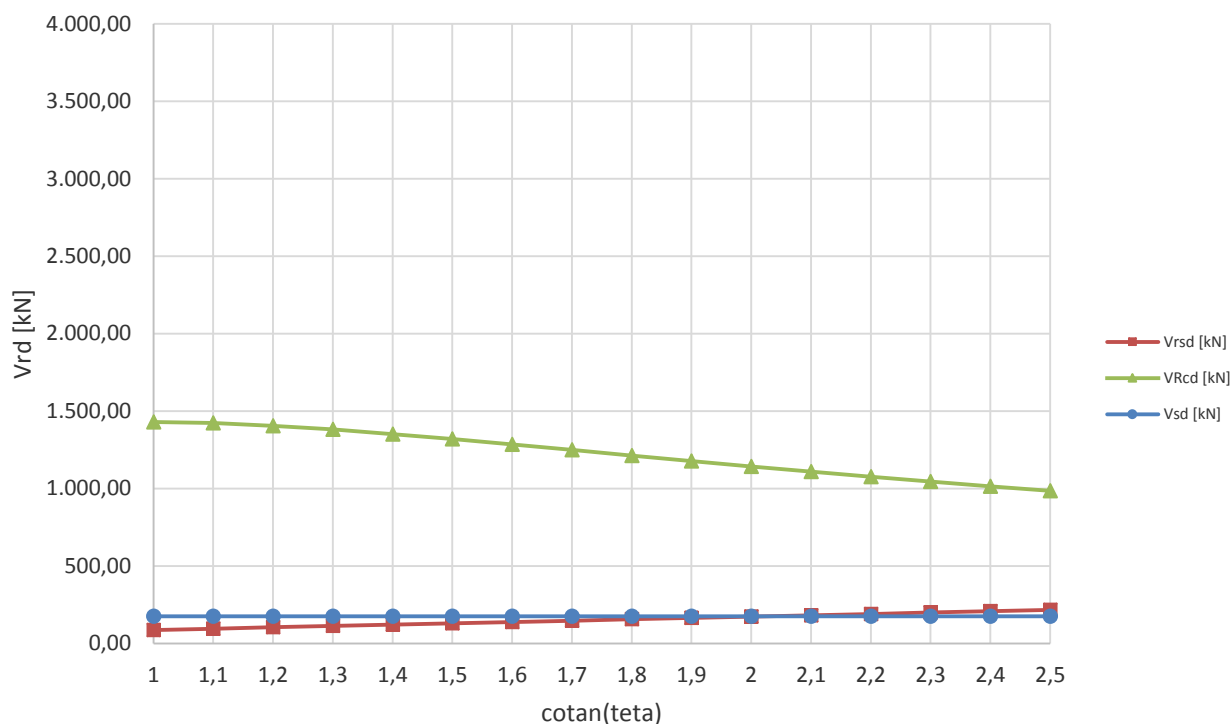
0.32	6.23	OK
------	------	----

Se la verifica è ok la trave è duttile: rottura lato acciaio

**Se  $\theta < 21.8^\circ$  si ha collasso lato acciaio con le bielle compresse integre.  
Sostituire  $\theta = 21.8^\circ$ .**

cotan( $\theta$ )	$\Theta$	$V_{r,sd}$ [kN]	$V_{r,c,d}$ [kN]	$V_{sd}$ [kN]
1	45.00	86.54	1,428.64	175
1.1	42.27	95.20	1,422.17	175
1.2	39.81	103.85	1,405.22	175
1.3	37.57	112.51	1,380.84	175
1.4	35.54	121.16	1,351.41	175
1.5	33.69	129.82	1,318.74	175
1.6	32.01	138.47	1,284.17	175
1.7	30.47	147.12	1,248.68	175
1.8	29.05	155.78	1,212.99	175
1.9	27.76	164.43	1,177.62	175
2	26.57	173.09	1,142.91	175
2.1	25.46	181.74	1,109.11	175
2.2	24.44	190.40	1,076.37	175
2.3	23.50	199.05	1,044.79	175
2.4	22.62	207.71	1,014.42	175
2.5	21.80	216.36	985.27	175

### Verifica a taglio DM2008



Lato calcestruzzo il taglio sollecitante è inferiore alla resistenza della sezione (si scongiura la rottura fragile) per inclinazione dei puntoni  $\theta$  qualsiasi.

Lato acciaio invece il taglio sollecitante supera la resistenza lato acciaio della sezione (rottura duttile) per inclinazione dei puntoni  $\theta > 26,6^\circ$  ( $\cotan \theta = 2,00$ ).

Il collasso si verifica per  $\theta = 21,80^\circ$  ( $\cotan \theta = 2,50$ ) secondo il metodo dell'inclinazione variabile del traliccio.

In corrispondenza di tale valore la verifica è soddisfatta sia lato calcestruzzo sia lato acciaio.

VERIFICA SODDISFATTA

	<p>Ponti metallici sul canale Milano – Cremona – Po</p> <p>Verifica statica e sismica</p>
--	---

### 7.1.3 Riassunto dei risultati delle verifiche

Il pulvino o trave pulvino della pila non è verificato né a flessione né a taglio per la combinazione sismica SLV mentre per le combinazioni statiche SLU STR risulta verificato sia a flessione che a taglio.

## 7.2 Fusto

### 7.2.1 Verifica del fusto a flessione allo SLU STR e SLV

La massima sollecitazione flettente allo SLU e SLV è localizzata nel frame FU2\_2.

La verifica viene condotta per la combinazione che massimizza i momenti flettenti e in concomitanza minimizza l'azione assiale.

**TABLE: Element Forces - Frames**

Frame	Station	OutputCase	CaseType	StepType	P	M2	M3
Text	m	Text	Text	Text	KN	KN-m	KN-m
FU2_1	0	SISMICA SLV	Combination	Max	-608	497	1,640
FU2_1	0	SISMICA SLV	Combination	Min	-1,307	-499	-1,640
FU2_1	0	SLU STR1	Combination	Max	-1,217	142	1
FU2_1	0	SLU STR1	Combination	Min	-1,453	-146	-178
FU2_1	0	SLU STR2	Combination	Max	-1,264	85	1
FU2_1	0	SLU STR2	Combination	Min	-1,405	-88	-295
FU2_1	0	SLU STR3	Combination	Max	-885	230	3
FU2_1	0	SLU STR3	Combination	Min	-3,195	-234	-180
FU2_1	0	SLU STR4	Combination	Max	-940	229	-1,928
FU2_1	0	SLU STR4	Combination	Min	-2,788	-233	-2,110
<b>FU2_2</b>	<b>0</b>	<b>SISMICA SLV</b>	<b>Combination</b>	<b>Max</b>	<b>-919</b>	<b>524</b>	<b>1,638</b>
FU2_2	0	SISMICA SLV	Combination	Min	-972	-524	-1,638
FU2_2	0	SLU STR1	Combination	Max	-1,318	152	0
FU2_2	0	SLU STR1	Combination	Min	-1,318	-152	-177
FU2_2	0	SLU STR2	Combination	Max	-1,318	91	0
FU2_2	0	SLU STR2	Combination	Min	-1,318	-91	-295
FU2_2	0	SLU STR3	Combination	Max	-1,318	244	0
FU2_2	0	SLU STR3	Combination	Min	-2,404	-244	-177
<b>FU2_2</b>	<b>0</b>	<b>SLU STR4</b>	<b>Combination</b>	<b>Max</b>	<b>-1,318</b>	<b>242</b>	<b>-1,931</b>
FU2_2	0	SLU STR4	Combination	Min	-2,133	-242	-2,108
FU2_3	0	SISMICA SLV	Combination	Max	-608	499	1,640
FU2_3	0	SISMICA SLV	Combination	Min	-1,307	-497	-1,640
FU2_3	0	SLU STR1	Combination	Max	-1,216	146	1
FU2_3	0	SLU STR1	Combination	Min	-1,453	-142	-178
FU2_3	0	SLU STR2	Combination	Max	-1,264	88	1
FU2_3	0	SLU STR2	Combination	Min	-1,405	-85	-295
FU2_3	0	SLU STR3	Combination	Max	-885	234	3
FU2_3	0	SLU STR3	Combination	Min	-3,196	-230	-180
FU2_3	0	SLU STR4	Combination	Max	-940	232	-1,928
FU2_3	0	SLU STR4	Combination	Min	-2,788	-229	-2,110

	Ponti metallici sul canale Milano – Cremona – Po Verifica statica e sismica
--	--

#### Materiali

Calcestruzzo C35/45 (LC3)

Acciaio FeB44k (LC3)

#### SEZIONE

larghezza (cm) 60

altezza (cm) 60

#### ARMATURA

Parete  $4+4\phi 24 = 36,16 \text{ cmq}$

# VERIFICA A PRESSOFLESSIONE – COMBINAZIONE SISMICA SLV

SOLLECITAZIONI

$$M_{x,sd} = 1.638 \text{ kNm}$$

$$M_{y,sd} = 524 \text{ kNm}$$

$$N_{sd} = -919 \text{ kN (compressione)}$$

AZIONI RESISTENTI

$$M_{x,Rd} = 494 \text{ kNm}$$

$$M_{y,Rd} = 162 \text{ kNm}$$

Verifica

Verifica C.A. S.L.U. - File: Fusto Pila

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

Titolo : Fusto Pila

N° Vertici 4 Zoom N° barre 8 Zoom

N°	x [cm]	y [cm]
1	-30	-30
2	30	-30
3	30	30
4	-30	30

N°	As [cm²]	x [cm]	y [cm]
1	4.52	-25	-25
2	4.52	-25	-8
3	4.52	-25	8
4	4.52	-25	25
5	4.52	25	-25
6	4.52	25	-8

Sollecitazioni S.L.U. Metodo n

N<sub>Ed</sub> 919 0 kN  
M<sub>xEd</sub> 1638 0 kNm  
M<sub>yEd</sub> 524 0

P.to applicazione N  
☒ Centro ☐ Baricentro cls  
☐ Coord.[cm] xN 0 yN 0

Tipo rottura  
Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

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

Tipo flessione  
☐ Retta ☒ Deviata

N° rett. 100

Calcola MRd Dominio Mx-My

angolo asse neutro θ° 345

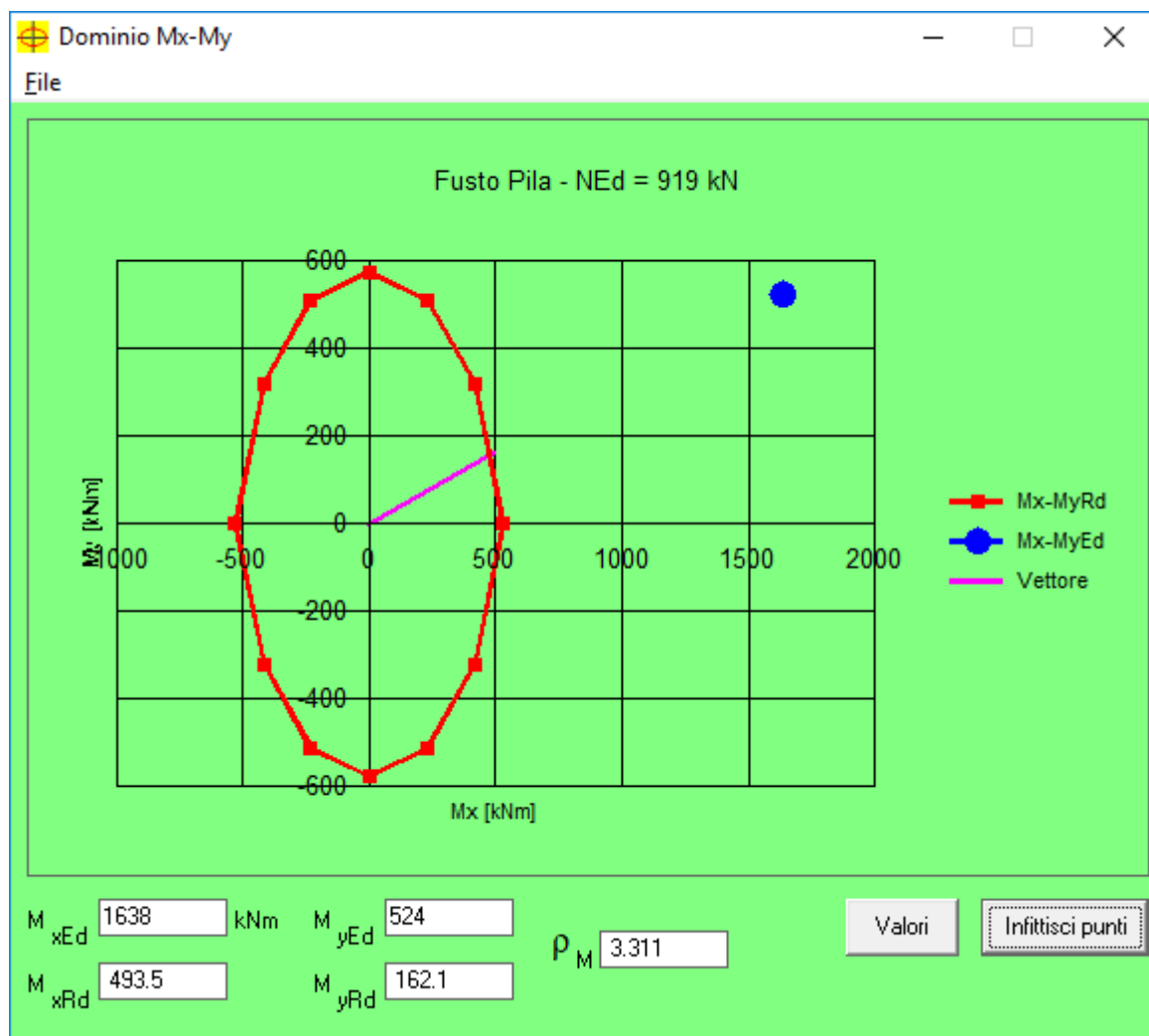
☐ Precompresso

Materiali

FeB44k C35/45

ε<sub>su</sub> 67.5 ‰ ε<sub>c2</sub> 2 ‰  
f<sub>yd</sub> 373.9 N/mm² ε<sub>cu</sub> 3.5 ‰  
E<sub>s</sub> 200,000 N/mm² f<sub>cd</sub> 19.83  
E<sub>s</sub>/E<sub>c</sub> 15 f<sub>cc</sub>/f<sub>cd</sub> 0.8 ?  
ε<sub>syd</sub> 1.87 ‰ σ<sub>c,adm</sub> 13.5  
σ<sub>s,adm</sub> 255 N/mm² τ<sub>co</sub> 0.8  
τ<sub>c1</sub> 2.257

M<sub>xRd</sub> 493.5 kN m  
M<sub>yRd</sub> 162.1 kN m  
σ<sub>c</sub> -19.83 N/mm²  
σ<sub>s</sub> 373.9 N/mm²  
ε<sub>c</sub> 3.5 ‰  
ε<sub>s</sub> 6.17 ‰  
d 67.36 cm  
x 24.38 x/d 0.3619  
δ 0.8924



#### Conclusioni

$$IR = 494 / 1.638 = 0,30 < 1,00$$

VERIFICA NON SODDISFATTA

VERIFICA A PRESSOFLESSIONE – COMBINAZIONE SLU STR

## SOLLECITAZIONI

$M_{x,sd} = 1.931 \text{ kNm}$

$M_{y,sd} = 242 \text{ kNm}$

$N_{sd} = -1.318 \text{ kN (compressione)}$

## AZIONI RESISTENTI

$M_{x,Rd} = 572 \text{ kNm}$

$M_{y,Rd} = 80 \text{ kNm}$

## Verifica

Verifica C.A. S.L.U. - File: Fusto Pila

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

Titolo: Fusto Pila

N° Vertici: 4 Zoom N° barre: 8 Zoom

N°	x [cm]	y [cm]
1	-30	-30
2	30	-30
3	30	30
4	-30	30

N°	As [cm²]	x [cm]	y [cm]
1	4.52	-25	-25
2	4.52	-25	-8
3	4.52	-25	8
4	4.52	-25	25
5	4.52	25	-25
6	4.52	25	-8

Sollecitazioni: S.L.U. Metodo n

N<sub>Ed</sub> 1318 0 kN  
M<sub>xEd</sub> 1931 0 kNm  
M<sub>yEd</sub> 242 0

P.to applicazione N: Centro Baricentro cls  
Coord.[cm] xN 0 yN 0

Tipo rottura: Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

Metodo di calcolo: S.L.U.+ S.L.U.- Metodo n

Tipo flessione: Retta Deviata

N° rett. 100

Calcola MRd Dominio Mx-My

angolo asse neutro θ° 352

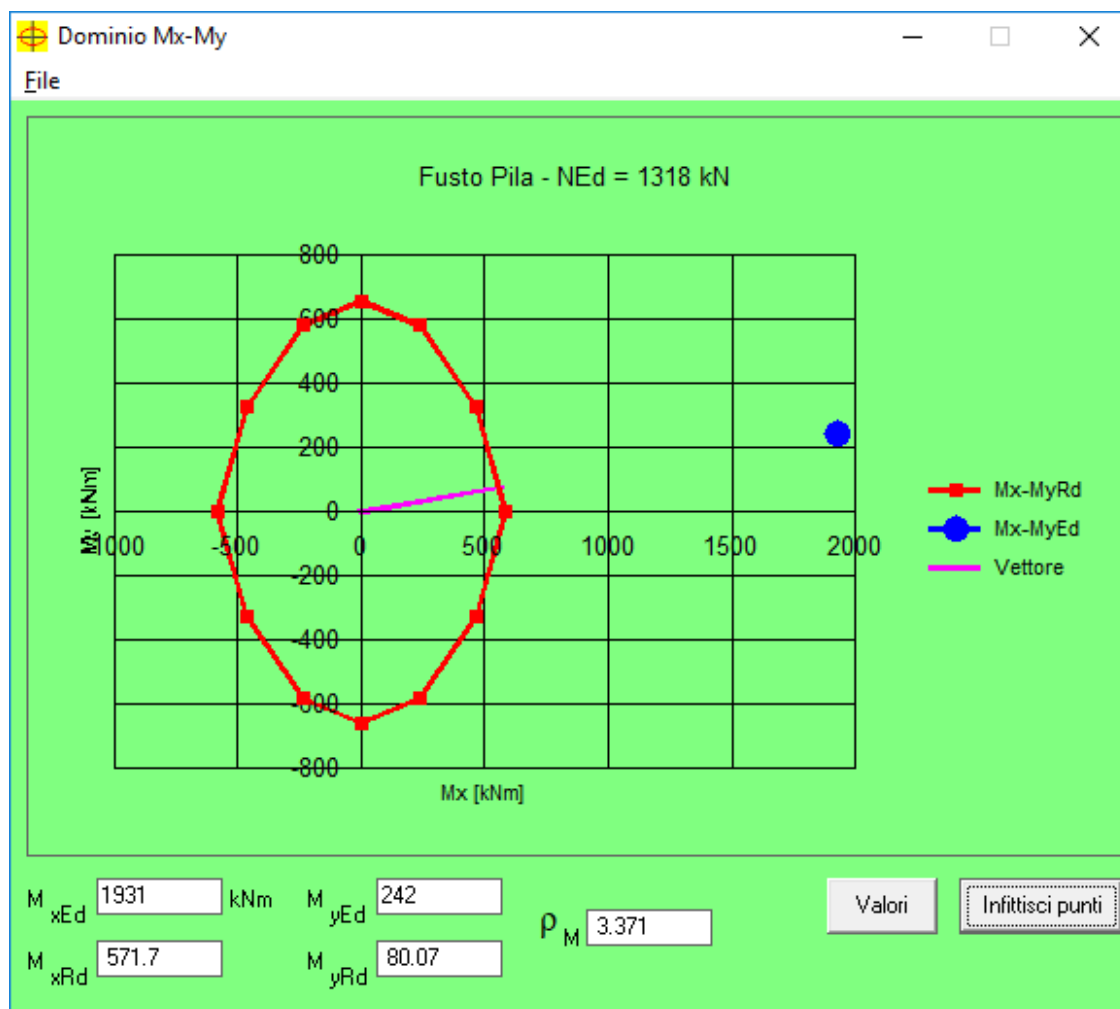
Precompresso

Materiali: FeB44k C35/45

ε<sub>su</sub> 67.5 ‰ ε<sub>c2</sub> 2 ‰  
f<sub>yd</sub> 373.9 N/mm² ε<sub>cu</sub> 3.5 ‰  
E<sub>s</sub> 200,000 N/mm² f<sub>cd</sub> 19.83  
E<sub>s</sub>/E<sub>c</sub> 15 f<sub>cc</sub>/f<sub>cd</sub> 0.8 ?  
ε<sub>syd</sub> 1.87 ‰ σ<sub>c,adm</sub> 13.5  
σ<sub>s,adm</sub> 255 N/mm² τ<sub>co</sub> 0.8  
τ<sub>c1</sub> 2.257

M<sub>xRd</sub> 571.7 kN m  
M<sub>yRd</sub> 80.07 kN m  
σ<sub>c</sub> -19.83 N/mm²  
σ<sub>s</sub> 373.9 N/mm²  
ε<sub>c</sub> 3.5 ‰  
ε<sub>s</sub> 5.871 ‰  
d 62.12 cm  
x 23.2 x/d 0.3735  
δ 0.9069





### Conclusioni

$$IR = 572 / 1.931 = 0,30 < 1,00$$

VERIFICA NON SODDISFATTA

### 7.2.2 Verifica del fusto a taglio allo SLU STR e SLV

La massima sollecitazione tagliante allo SLU e SLV è localizzata nei frames FU2\_1 e FU2\_2.  
La verifica viene condotta per la combinazione che massimizza le azioni taglianti.

Il massimo taglio in direzione trasversale allo SLU SLV è pari a:

$$V_{Ed} = 165 \text{ kN}$$

Il massimo taglio in direzione trasversale allo SLU STR è pari a:

$$V_{Ed} = 75 \text{ kN}$$

Il massimo taglio in direzione longitudinale allo SLU SLV è pari a:

$$V_{Ed} = 221 \text{ kN}$$

Il massimo taglio in direzione longitudinale allo SLU STR è pari a:

$$V_{Ed} = 290 \text{ kN}$$

#### Sezione

Sezione rettangolare

Larghezza trasversale            60 cm

Larghezza longitudinale        60 cm

#### Materiali

Calcestruzzo                    C35/45 (LC3)

Acciaio                            FeB44k (LC3)

#### Armatura longitudinale

Parete                            4+4 $\phi$ 24 = 36,16 cmq

#### Armatura trasversale in direzione ortogonale all'asse del ponte

Staffe                            4 $\phi$ 8/25"

#### Armatura trasversale in direzione parallela all'asse del ponte

Staffe                            2 $\phi$ 8/25"

	Ponti metallici sul canale Milano – Cremona – Po Verifica statica e sismica
--	--

### Direzione trasversale

Verifica a taglio di elementi privi di armatura a taglio

### SEZIONE RETTANGOLARE

#### Caratteristiche geometriche sezione

	Descrizione	Valore	u.d.m.
bw	larghezza minima sezione	600	mm
h	altezza totale della sezione	600	mm
d	altezza utile sezione	550	mm

Descrizione materiale			
Calcestruzzo	classe C 35/45	$R_{ck}(\text{Mpa}) = 45$	$f_{ck}(\text{Mpa}) = 37.35$
Acciaio	FeB44k	$f_{yk}(\text{Mpa}) = 440$	$f_{yd}(\text{Mpa}) = 382.61$
$\gamma_c$	1.50	$\gamma_m$	1.15
		$f_{cd}(\text{Mpa}) = 21.17$	

Armatura longitudinale				
barre	n°	$\Phi$ (mm)	Asl (mm <sup>2</sup> )	$\rho_1$
Superiore	4	24	1,809.56	0.0055
	0	0	0.00	0.0000
Inferiore	0	0	0.00	0.0000
	0	0	0.00	0.0000
				0.0055

### Elementi senza armature resistenti a taglio

#### Parametri di calcolo

	Descrizione	Valore	u.d.m.
$\sigma_{cp}$	tensione di compressione media nella sezione	0	
k	parametro adimensionale	1.60	
$v_{min}$	resistenza minima	0.4341	N/mm <sup>2</sup>

#### Verifica

Nsd =	0 kN	N di trazione non si considera
Vsd =	165 kN	
Vrd =	173.68 kN	

**ARMATURA A TAGLIO MINIMA DA NORMATIVA**

VERIFICA SODDISFATTA

	Ponti metallici sul canale Milano – Cremona – Po
	Verifica statica e sismica

### Direzione longitudinale

Verifica a taglio di elementi privi di armatura a taglio

#### SEZIONE RETTANGOLARE

##### Caratteristiche geometriche sezione

	Descrizione	Valore	u.d.m.
bw	larghezza minima sezione	600	mm
h	altezza totale della sezione	600	mm
d	altezza utile sezione	550	mm

Descrizione materiale			
Calcestruzzo	classe C 35/45	$R_{ck}(\text{Mpa}) = 45$	$f_{ck}(\text{Mpa}) = 37.35$
Acciaio	FeB44k	$f_{yk}(\text{Mpa}) = 440$	$f_{yd}(\text{Mpa}) = 382.61$
$\gamma_c$	1.50	$\gamma_m$	1.15
			$f_{cd}(\text{Mpa}) = 21.17$

Armatura longitudinale				
barre	n°	$\Phi$ (mm)	Asl (mm <sup>2</sup> )	$\rho_1$
Superiore	4	24	1,809.56	0.0055
	0	0	0.00	0.0000
Inferiore	0	0	0.00	0.0000
	0	0	0.00	0.0000
				0.0055

#### Elementi senza armature resistenti a taglio

##### Parametri di calcolo

	Descrizione	Valore	u.d.m.
$\sigma_{cp}$	tensione di compressione media nella sezione	0	
k	parametro adimensionale	1.60	
$v_{min}$	resistenza minima	0.4341	N/mm <sup>2</sup>

##### Verifica

$N_{sd} =$	0 kN	<b>N di trazione non si considera</b>
$V_{sd} =$	290 kN	
$V_{rd} =$	173.68 kN	

**NECESSARIA ARMATURA TRASVERSALE A TAGLIO**

VERIFICA NON SODDISFATTA

Ponti metallici sul canale Milano – Cremona – Po  
Verifica statica e sismica

Verifica a taglio di elementi provvisti di armatura a taglio

**SEZIONE RETTANGOLARE**

**Caratteristiche geometriche sezione**

	Descrizione	Valore	u.d.m.
bw	larghezza minima sezione	600	mm
h	altezza totale della sezione	600	mm
d	altezza utile sezione	550	mm

Descrizione materiale			
Calcestruzzo	classe C 35/45	$R_{ck}$ (Mpa)= 45	$f_{ck}$ (Mpa)= 37.35
Acciaio	FeB44k	$f_{yk}$ (Mpa)= 440	$f_{yd}$ (Mpa)= 382.61
$\gamma_c$	1.50	$\gamma_m$	1.15
			$f_{cd}$ (Mpa)= 21.17

**Elementi con armature trasversali resistenti a taglio**

Armatura trasversale				
	n° bracci	passo (mm)	$\Phi$ (mm)	$A_{sw}$ (mm <sup>2</sup> )
staffe	2	250	8	100.53

**Parametri di calcolo**

	Descrizione	Valore	u.d.m.
$\Theta$	inclinazione dei puntoni	21.80	°
$\alpha$	angolo inclinazione trasversale	90.00	°
$\alpha_c$	coefficiente maggiorativo	1.00	

**Verifica**

$V_{sd}$ =	290 kN
$V_{rzd}$ =	190.41 kN
$V_{rzd}$ =	1,083.74 kN

**AUMENTARE ARMATURA TRASVERSALE**

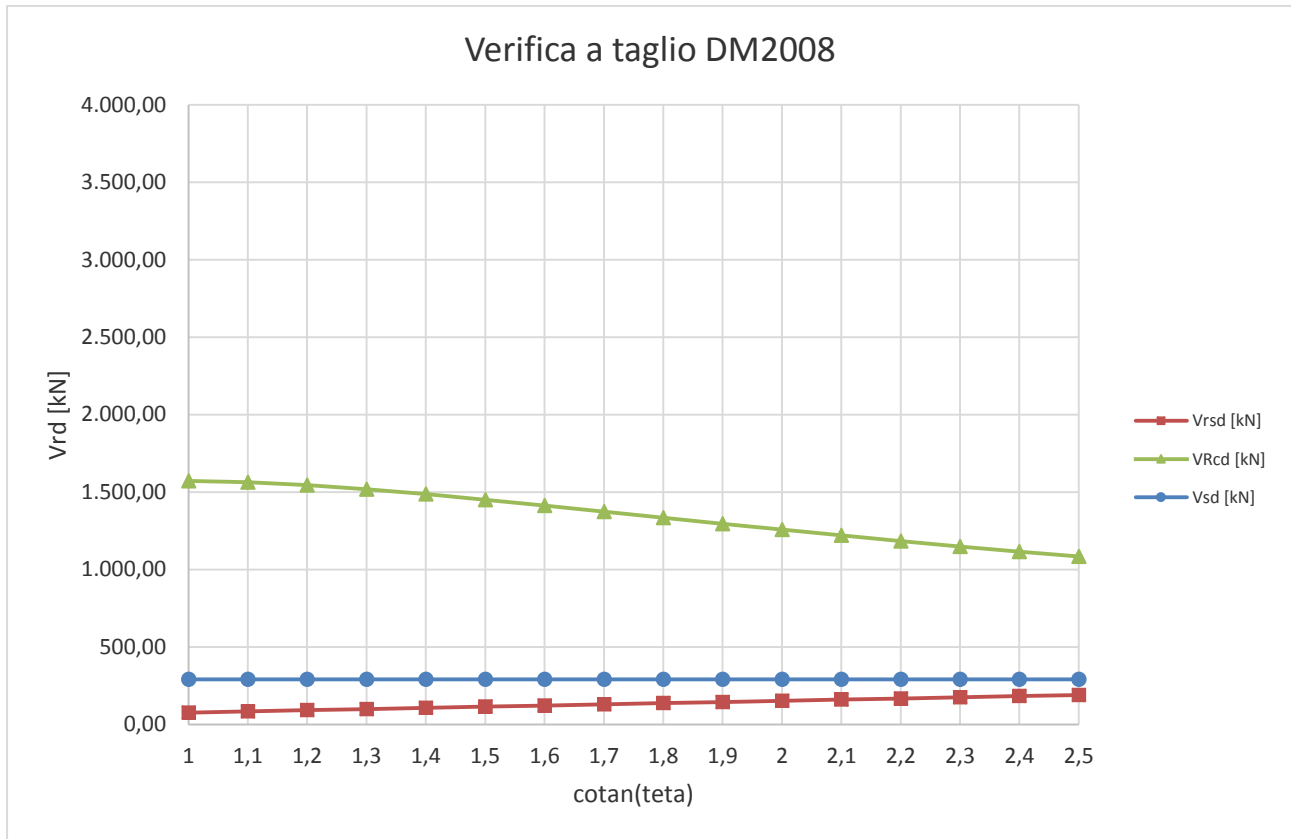
SEN<sup>2</sup> $\theta$  0.0242312  
SEN $\theta$  0.1556638  
 $\theta$  8.96 °

0.26	6.23	OK
------	------	----

Se la verifica è ok la trave è duttile: rottura lato acciaio

**Se  $\theta < 21.8^\circ$  si ha collasso lato acciaio con le bielle compresse integre.  
Sostituire  $\theta = 21.8^\circ$ .**

cot $\alpha$	$\Theta$	$V_{rzd}$ [kN]	$V_{rzd}$ [kN]	$V_{sd}$ [kN]
1	45.00	76.16	1,571.50	290
1.1	42.27	83.77	1,564.39	290
1.2	39.81	91.39	1,545.74	290
1.3	37.57	99.01	1,518.92	290
1.4	35.54	106.62	1,486.56	290
1.5	33.69	114.24	1,450.62	290
1.6	32.01	121.85	1,412.59	290
1.7	30.47	129.47	1,373.55	290
1.8	29.05	137.09	1,334.29	290
1.9	27.76	144.70	1,295.38	290
2	26.57	152.32	1,257.20	290
2.1	25.46	159.93	1,220.02	290
2.2	24.44	167.55	1,184.01	290
2.3	23.50	175.17	1,149.27	290
2.4	22.62	182.78	1,115.86	290
2.5	21.80	190.40	1,083.79	290



Lato calcestruzzo il taglio sollecitante è inferiore alla resistenza della sezione (si scongiura la rottura fragile) per inclinazione dei puntoni  $\theta$  qualsiasi.

Lato acciaio invece il taglio sollecitante supera la resistenza lato acciaio della sezione (rottura duttile) per inclinazione dei puntoni  $\theta$  qualsiasi.

Il collasso si verifica per  $\theta = 21,80^\circ$  ( $\cotan \theta = 2,50$ ) secondo il metodo dell'inclinazione variabile del traliccio.

In corrispondenza di tale valore la verifica è soddisfatta lato calcestruzzo ma non lato acciaio.

**VERIFICA NON SODDISFATTA**

	<p>Ponti metallici sul canale Milano – Cremona – Po</p> <p>Verifica statica e sismica</p>
--	---

### 7.2.3 Riassunto dei risultati delle verifiche

Il fusto della pila non è verificato né a flessione né a taglio sia per la combinazione sismica SLV sia per le combinazioni statiche SLU STR.

### 7.3 Traverso inferiore

#### 7.3.1 Verifica del traverso inferiore a flessione allo SLU STR e SLV

La massima sollecitazione flettente allo SLU e SLV è localizzata nel frame TR\_P\_2\_1.

La verifica viene condotta per la combinazione che massimizza i momenti flettenti e in concomitanza minimizza l'azione assiale.

TABLE: Element Forces - Frames						
Frame	Station	OutputCase	CaseType	StepType	P	M3
Text	m	Text	Text	Text	KN	KN-m
TR_P_2_1	0	SISMICA SLV	Combination	Max	3	691
TR_P_2_1	0	SISMICA SLV	Combination	Min	-5	-698
TR_P_2_1	0	SLU STR1	Combination	Max	0	195
TR_P_2_1	0	SLU STR1	Combination	Min	-2	-204
TR_P_2_1	0	SLU STR2	Combination	Max	0	115
TR_P_2_1	0	SLU STR2	Combination	Min	-2	-124
TR_P_2_1	0	SLU STR3	Combination	Max	1	309
TR_P_2_1	0	SLU STR3	Combination	Min	-3	-319
TR_P_2_1	0	SLU STR4	Combination	Max	1	309
TR_P_2_1	0	SLU STR4	Combination	Min	-3	-318
TR_P_2_1	0.5	SISMICA SLV	Combination	Max	3	525
TR_P_2_1	0.5	SISMICA SLV	Combination	Min	-5	-507
TR_P_2_1	0.5	SLU STR1	Combination	Max	0	161
TR_P_2_1	0.5	SLU STR1	Combination	Min	-2	-135
TR_P_2_1	0.5	SLU STR2	Combination	Max	0	101
TR_P_2_1	0.5	SLU STR2	Combination	Min	-2	-76
TR_P_2_1	0.5	SLU STR3	Combination	Max	1	247
TR_P_2_1	0.5	SLU STR3	Combination	Min	-3	-221
TR_P_2_1	0.5	SLU STR4	Combination	Max	1	246
TR_P_2_1	0.5	SLU STR4	Combination	Min	-3	-221
TR_P_2_1	1	SISMICA SLV	Combination	Max	3	354
TR_P_2_1	1	SISMICA SLV	Combination	Min	-5	-321
TR_P_2_1	1	SLU STR1	Combination	Max	0	119
TR_P_2_1	1	SLU STR1	Combination	Min	-2	-75
TR_P_2_1	1	SLU STR2	Combination	Max	0	80
TR_P_2_1	1	SLU STR2	Combination	Min	-2	-36
TR_P_2_1	1	SLU STR3	Combination	Max	1	176
TR_P_2_1	1	SLU STR3	Combination	Min	-3	-131
TR_P_2_1	1	SLU STR4	Combination	Max	1	176
TR_P_2_1	1	SLU STR4	Combination	Min	-3	-131
TR_P_2_1	1.5	SISMICA SLV	Combination	Max	3	177
TR_P_2_1	1.5	SISMICA SLV	Combination	Min	-5	-141
TR_P_2_1	1.5	SLU STR1	Combination	Max	0	70
TR_P_2_1	1.5	SLU STR1	Combination	Min	-2	-21
TR_P_2_1	1.5	SLU STR2	Combination	Max	0	52
TR_P_2_1	1.5	SLU STR2	Combination	Min	-2	-3



	Ponti metallici sul canale Milano – Cremona – Po				
	Verifica statica e sismica				

TR_P_2_1	1.5	SLU STR3	Combination	Max	1	99
TR_P_2_1	1.5	SLU STR3	Combination	Min	-3	-49
TR_P_2_1	1.5	SLU STR4	Combination	Max	1	98
TR_P_2_1	1.5	SLU STR4	Combination	Min	-3	-49
TR_P_2_1	2	SISMICA SLV	Combination	Max	3	34
TR_P_2_1	2	SISMICA SLV	Combination	Min	-5	-6
TR_P_2_1	2	SLU STR1	Combination	Max	0	24
TR_P_2_1	2	SLU STR1	Combination	Min	-2	13
TR_P_2_1	2	SLU STR2	Combination	Max	0	22
TR_P_2_1	2	SLU STR2	Combination	Min	-2	15
TR_P_2_1	2	SLU STR3	Combination	Max	1	31
TR_P_2_1	2	SLU STR3	Combination	Min	-3	7
TR_P_2_1	2	SLU STR4	Combination	Max	1	30
TR_P_2_1	2	SLU STR4	Combination	Min	-3	8
TR_P_2_1	2.5	SISMICA SLV	Combination	Max	3	203
TR_P_2_1	2.5	SISMICA SLV	Combination	Min	-5	-195
TR_P_2_1	2.5	SLU STR1	Combination	Max	0	62
TR_P_2_1	2.5	SLU STR1	Combination	Min	-2	-52
TR_P_2_1	2.5	SLU STR2	Combination	Max	0	40
TR_P_2_1	2.5	SLU STR2	Combination	Min	-2	-29
TR_P_2_1	2.5	SLU STR3	Combination	Max	1	99
TR_P_2_1	2.5	SLU STR3	Combination	Min	-3	-87
TR_P_2_1	2.5	SLU STR4	Combination	Max	1	98
TR_P_2_1	2.5	SLU STR4	Combination	Min	-3	-86
TR_P_2_1	3	SISMICA SLV	Combination	Max	3	366
TR_P_2_1	3	SISMICA SLV	Combination	Min	-5	-389
TR_P_2_1	3	SLU STR1	Combination	Max	0	93
TR_P_2_1	3	SLU STR1	Combination	Min	-2	-124
TR_P_2_1	3	SLU STR2	Combination	Max	0	50
TR_P_2_1	3	SLU STR2	Combination	Min	-2	-80
TR_P_2_1	3	SLU STR3	Combination	Max	1	159
TR_P_2_1	3	SLU STR3	Combination	Min	-3	-188
TR_P_2_1	3	SLU STR4	Combination	Max	1	158
TR_P_2_1	3	SLU STR4	Combination	Min	-3	-187
TR_P_2_2	0	SISMICA SLV	Combination	Max	3	366
TR_P_2_2	0	SISMICA SLV	Combination	Min	-5	-389
TR_P_2_2	0	SLU STR1	Combination	Max	0	93
TR_P_2_2	0	SLU STR1	Combination	Min	-2	-124
TR_P_2_2	0	SLU STR2	Combination	Max	0	50
TR_P_2_2	0	SLU STR2	Combination	Min	-2	-80
TR_P_2_2	0	SLU STR3	Combination	Max	1	159
TR_P_2_2	0	SLU STR3	Combination	Min	-3	-188
TR_P_2_2	0	SLU STR4	Combination	Max	1	158
TR_P_2_2	0	SLU STR4	Combination	Min	-3	-187

	Ponti metallici sul canale Milano – Cremona – Po					
	Verifica statica e sismica					

TR_P_2_2	0.5	SISMICA SLV	Combination	Max	3	203
TR_P_2_2	0.5	SISMICA SLV	Combination	Min	-5	-195
TR_P_2_2	0.5	SLU STR1	Combination	Max	0	62
TR_P_2_2	0.5	SLU STR1	Combination	Min	-2	-52
TR_P_2_2	0.5	SLU STR2	Combination	Max	0	40
TR_P_2_2	0.5	SLU STR2	Combination	Min	-2	-29
TR_P_2_2	0.5	SLU STR3	Combination	Max	1	99
TR_P_2_2	0.5	SLU STR3	Combination	Min	-3	-87
TR_P_2_2	0.5	SLU STR4	Combination	Max	1	98
TR_P_2_2	0.5	SLU STR4	Combination	Min	-3	-86
TR_P_2_2	1	SISMICA SLV	Combination	Max	3	34
TR_P_2_2	1	SISMICA SLV	Combination	Min	-5	-6
TR_P_2_2	1	SLU STR1	Combination	Max	0	24
TR_P_2_2	1	SLU STR1	Combination	Min	-2	13
TR_P_2_2	1	SLU STR2	Combination	Max	0	22
TR_P_2_2	1	SLU STR2	Combination	Min	-2	15
TR_P_2_2	1	SLU STR3	Combination	Max	1	31
TR_P_2_2	1	SLU STR3	Combination	Min	-3	7
TR_P_2_2	1	SLU STR4	Combination	Max	1	30
TR_P_2_2	1	SLU STR4	Combination	Min	-3	8
TR_P_2_2	1.5	SISMICA SLV	Combination	Max	3	177
TR_P_2_2	1.5	SISMICA SLV	Combination	Min	-5	-141
TR_P_2_2	1.5	SLU STR1	Combination	Max	0	70
TR_P_2_2	1.5	SLU STR1	Combination	Min	-2	-21
TR_P_2_2	1.5	SLU STR2	Combination	Max	0	52
TR_P_2_2	1.5	SLU STR2	Combination	Min	-2	-3
TR_P_2_2	1.5	SLU STR3	Combination	Max	1	99
TR_P_2_2	1.5	SLU STR3	Combination	Min	-3	-49
TR_P_2_2	1.5	SLU STR4	Combination	Max	1	98
TR_P_2_2	1.5	SLU STR4	Combination	Min	-3	-49
TR_P_2_2	2	SISMICA SLV	Combination	Max	3	354
TR_P_2_2	2	SISMICA SLV	Combination	Min	-5	-321
TR_P_2_2	2	SLU STR1	Combination	Max	0	119
TR_P_2_2	2	SLU STR1	Combination	Min	-2	-75
TR_P_2_2	2	SLU STR2	Combination	Max	0	80
TR_P_2_2	2	SLU STR2	Combination	Min	-2	-36
TR_P_2_2	2	SLU STR3	Combination	Max	1	177
TR_P_2_2	2	SLU STR3	Combination	Min	-3	-132
TR_P_2_2	2	SLU STR4	Combination	Max	1	176
TR_P_2_2	2	SLU STR4	Combination	Min	-3	-131
TR_P_2_2	2.5	SISMICA SLV	Combination	Max	3	525
TR_P_2_2	2.5	SISMICA SLV	Combination	Min	-5	-507
TR_P_2_2	2.5	SLU STR1	Combination	Max	0	161
TR_P_2_2	2.5	SLU STR1	Combination	Min	-2	-136
TR_P_2_2	2.5	SLU STR2	Combination	Max	0	102

	Ponti metallici sul canale Milano – Cremona – Po					
	Verifica statica e sismica					

TR_P_2_2	2.5	SLU STR2	Combination	Min	-2	-76
TR_P_2_2	2.5	SLU STR3	Combination	Max	1	247
TR_P_2_2	2.5	SLU STR3	Combination	Min	-3	-221
TR_P_2_2	2.5	SLU STR4	Combination	Max	1	246
TR_P_2_2	2.5	SLU STR4	Combination	Min	-3	-221
TR_P_2_2	3	SISMICA SLV	Combination	Max	3	691
TR_P_2_2	3	SISMICA SLV	Combination	Min	-5	-698
TR_P_2_2	3	SLU STR1	Combination	Max	0	195
TR_P_2_2	3	SLU STR1	Combination	Min	-2	-204
TR_P_2_2	3	SLU STR2	Combination	Max	0	115
TR_P_2_2	3	SLU STR2	Combination	Min	-2	-124
TR_P_2_2	3	SLU STR3	Combination	Max	1	309
TR_P_2_2	3	SLU STR3	Combination	Min	-3	-319
TR_P_2_2	3	SLU STR4	Combination	Max	1	309
TR_P_2_2	3	SLU STR4	Combination	Min	-3	-318

#### Materiali

Calcestruzzo C35/45 (LC3)

Acciaio FeB44k (LC3)

#### SEZIONE

larghezza (cm) 60

altezza (cm) 150

#### ARMATURA

Superiore 4 $\phi$ 20 = 12,56 cmq

Inferiore 4 $\phi$ 20 = 12,56 cmq

VERIFICA A TENSOFFLESSIONE – COMBINAZIONE SISMICA SLV

SOLLECITAZIONI

$$M_{x,sd} = 691 \text{ kNm}$$

$$N_{sd} = 3 \text{ kN (trazione)}$$

AZIONI RESISTENTI

$$M_{x,Rd} = 669 \text{ kNm}$$

Verifica

Verifica C.A. S.L.U. - File: Traverso inferiore Pila

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

**Titolo :** Traverso inferiore Pila

**N° Vertici** 4 **Zoom** **N° barre** 8 **Zoom**

N°	x [cm]	y [cm]
1	-30	-75
2	30	-75
3	30	75
4	-30	75

N°	As [cm²]	x [cm]	y [cm]
4	3.14	25	-70
5	3.14	-25	70
6	3.14	-9	70
7	3.14	9	70
8	3.14	25	70

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

**N<sub>Ed</sub>** -3 **0** kN  
**M<sub>xEd</sub>** 691 **0** kNm  
**M<sub>yEd</sub>** 0 **0**

**P.to applicazione N**  
☒ Centro ☐ Baricentro cls  
☐ Coord.[cm] xN 0 yN 0

**Tipo rottura**  
Lato acciaio - Acciaio snervato

**Materiali**  
**FeB44k** **C35/45**  
 $\epsilon_{su}$  67.5 ‰  $\epsilon_{c2}$  2 ‰  
 $f_{yd}$  373.9 N/mm²  $\epsilon_{cu}$  3.5 ‰  
 $E_s$  200,000 N/mm²  $f_{cd}$  19.83  
 $E_s/E_c$  15  $f_{cc}/f_{cd}$  0.8 ?  
 $\epsilon_{syd}$  1.87 ‰  $\sigma_{c,adm}$  13.5  
 $\sigma_{s,adm}$  255 N/mm²  $\tau_{co}$  0.8  
 $\tau_{cl}$  2.257

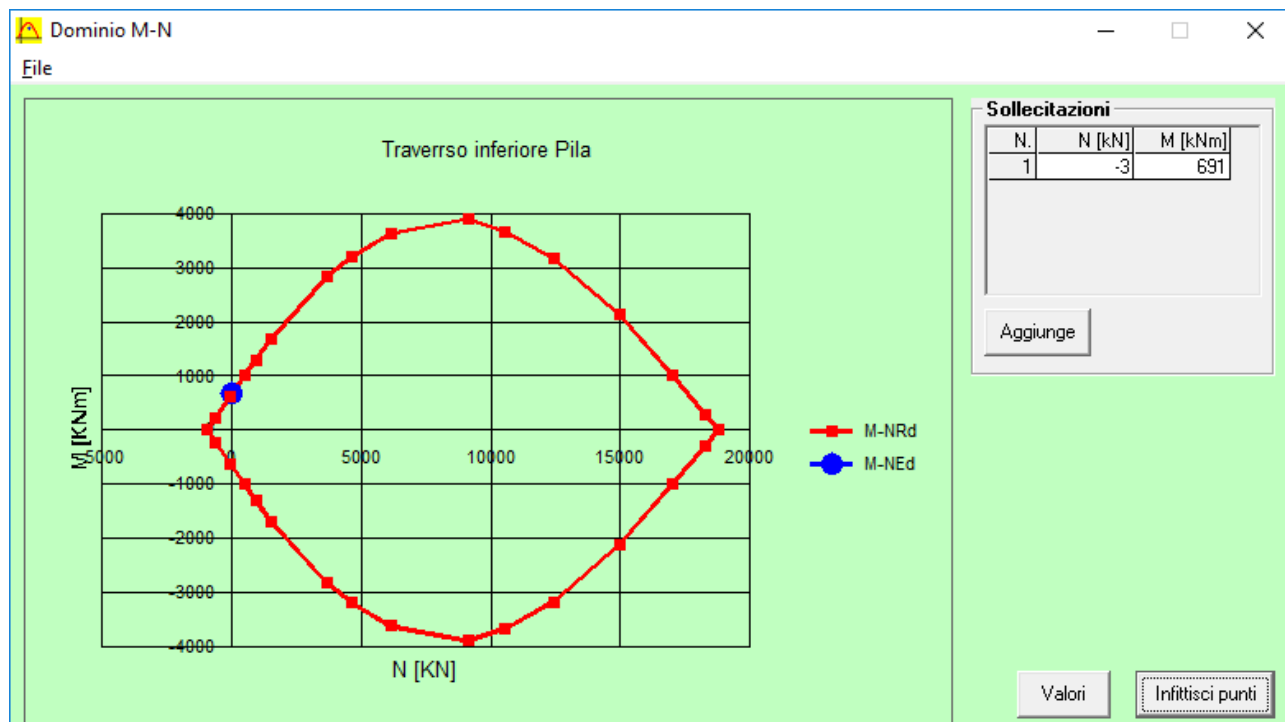
**M<sub>xRd</sub>** 668.6 kN m  
 $\sigma_c$  -19.83 N/mm²  
 $\sigma_s$  373.9 N/mm²  
 $\epsilon_c$  2.477 ‰  
 $\epsilon_s$  67.5 ‰  
 $d$  145 cm  
 $x$  5.132  $x/d$  0.03539  
 $\delta$  0.7

**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**  
 $L_o$  0 cm **Col. modello**  
☐ Precompresso



### Conclusioni

$$IR = 669 / 691 = 0,97 < 1,00$$

VERIFICA NON SODDISFATTA

# VERIFICA A TENSOFLESSIONE – COMBINAZIONE SLU STR

SOLLECITAZIONI

$$M_{x, sd} = 309 \text{ kNm}$$

$$N_{sd} = 1 \text{ kN (trazione)}$$

AZIONI RESISTENTI

$$M_{x, Rd} = 670 \text{ kNm}$$

Verifica

Verifica C.A. S.L.U. - File: Traverso inferiore Pila

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

**Titolo :** Traverso inferiore Pila

**N° Vertici** 4 **Zoom** **N° barre** 8 **Zoom**

N°	x [cm]	y [cm]
1	-30	-75
2	30	-75
3	30	75
4	-30	75

N°	As [cm²]	x [cm]	y [cm]
4	3.14	25	-70
5	3.14	-25	70
6	3.14	-9	70
7	3.14	9	70
8	3.14	25	70

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

**N<sub>Ed</sub>** -1 **0** kN  
**M<sub>xEd</sub>** 309 **0** kNm  
**M<sub>yEd</sub>** 0 **0**

**P.to applicazione N**  
☒ Centro ☐ Baricentro cls  
☐ Coord.[cm] xN 0 yN 0

**Tipo rottura**  
Lato acciaio - Acciaio snervato

**Materiali**  
**FeB44k** **C35/45**  
 $\epsilon_{su}$  67.5 ‰  $\epsilon_{c2}$  2 ‰  
 $f_{yd}$  373.9 N/mm²  $\epsilon_{cu}$  3.5 ‰  
 $E_s$  200,000 N/mm²  $f_{cd}$  19.83  
 $E_s/E_c$  15  $f_{cc}/f_{cd}$  0.8 ?  
 $\epsilon_{syd}$  1.87 ‰  $\sigma_{c,adm}$  13.5  
 $\sigma_{s,adm}$  255 N/mm²  $\tau_{co}$  0.8  
 $\tau_{cl}$  2.257

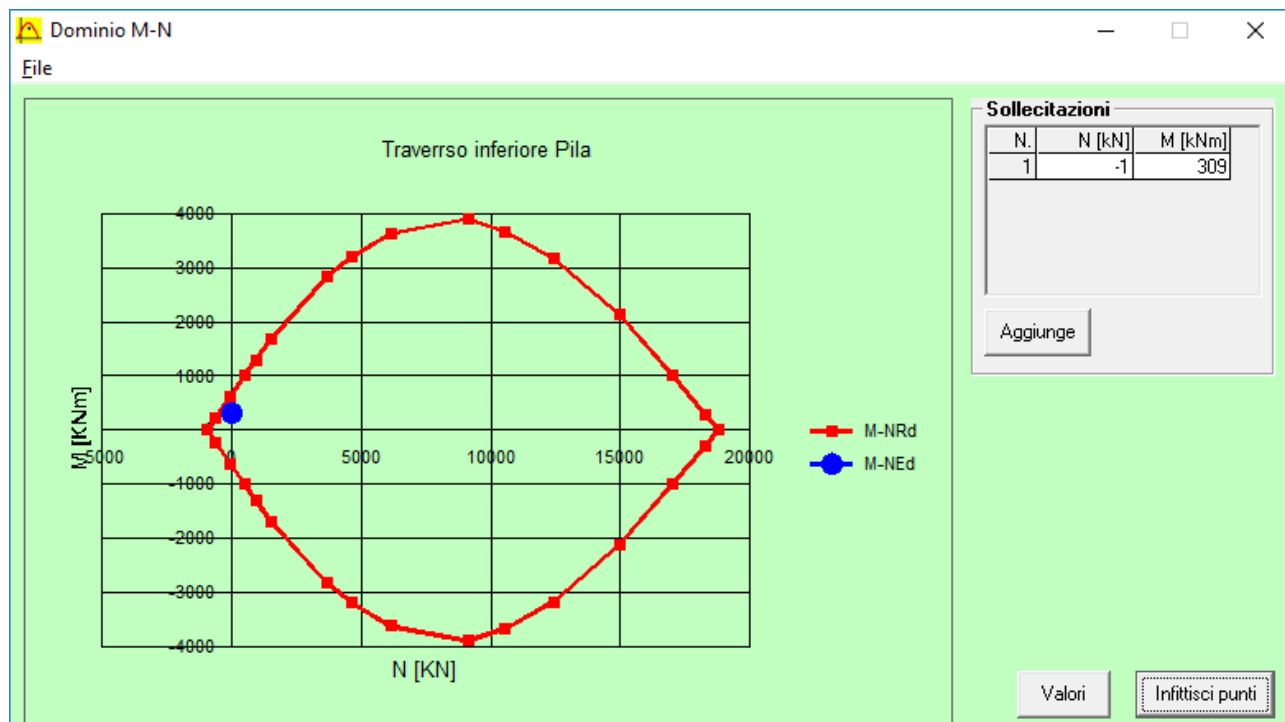
**M<sub>xRd</sub>** 670 kN m  
 $\sigma_c$  -19.83 N/mm²  
 $\sigma_s$  373.9 N/mm²  
 $\epsilon_c$  2.481 ‰  
 $\epsilon_s$  67.5 ‰  
d 145 cm  
x 5.14 x/d 0.03545  
 $\delta$  0.7

**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>o</sub>** 0 cm **Col. modello**  
☐ Precompresso



### Conclusioni

$$IR = 670 / 309 = 2,17 > 1,00$$

VERIFICA SODDISFATTA

### 7.3.2 Verifica del fusto a taglio allo SLU STR e SLV

La massima sollecitazione tagliante allo SLU e SLV è localizzata nei frames TR\_P\_2\_1.

La verifica viene condotta per la combinazione che massimizza le azioni taglianti.

Il massimo taglio allo SLU SLV è pari a:

$$V_{Ed} = 394 \text{ kN}$$

Il massimo taglio allo SLU STR è pari a:

$$V_{Ed} = 211 \text{ kN}$$

#### *Sezione*

Sezione rettangolare

Larghezza 60 cm

Altezza 150 cm

#### Materiali

Calcestruzzo C35/45 (LC3)

Acciaio FeB44k (LC3)

#### *Armatura longitudinale*

Superiore  $4\phi 20 = 12,56 \text{ cmq}$

Inferiore  $4\phi 20 = 12,56 \text{ cmq}$

#### *Armatura trasversale*

Staffe  $2\phi 10/30''$



	Ponti metallici sul canale Milano – Cremona – Po
	Verifica statica e sismica

### Verifica a taglio – Combinazione sismica SLV

Verifica a taglio di elementi privi di armatura a taglio

#### SEZIONE RETTANGOLARE

##### Caratteristiche geometriche sezione

	Descrizione	Valore	u.d.m.
bw	larghezza minima sezione	600	mm
h	altezza totale della sezione	1,500	mm
d	altezza utile sezione	1,450	mm

Descrizione materiale			
Calcestruzzo	classe C 35/45	$R_{ck}(\text{Mpa}) = 45$	$f_{ck}(\text{Mpa}) = 37.35$
Acciaio	FeB44k	$f_{yk}(\text{Mpa}) = 440$	$f_{yd}(\text{Mpa}) = 382.61$
$\gamma_c$	1.50	$\gamma_m$	1.15
		$f_{cd}(\text{Mpa}) = 21.17$	

Armatura longitudinale				
barre	n°	$\Phi$ (mm)	Asl (mm <sup>2</sup> )	$\rho_1$
Superiore	4	20	1,256.64	0.0014
	0	0	0.00	0.0000
Inferiore	0	0	0.00	0.0000
	0	0	0.00	0.0000
				0.0014

#### Elementi senza armature resistenti a taglio

##### Parametri di calcolo

	Descrizione	Valore	u.d.m.
$\sigma_{cp}$	tensione di compressione media nella sezione	0	
k	parametro adimensionale	1.37	
$v_{min}$	resistenza minima	0.3435	N/mm <sup>2</sup>

##### Verifica

Nsd =	0 kN	N di trazione non si considera
Vsd =	394 kN	
Vrd =	298.86 kN	

**NECESSARIA ARMATURA TRASVERSALE A TAGLIO**

VERIFICA NON SODDISFATTA

Ponti metallici sul canale Milano – Cremona – Po  
Verifica statica e sismica

Verifica a taglio di elementi provvisti di armatura a taglio

**SEZIONE RETTANGOLARE**

**Caratteristiche geometriche sezione**

	Descrizione	Valore	u.d.m.
bw	larghezza minima sezione	600	mm
h	altezza totale della sezione	1,500	mm
d	altezza utile sezione	1,450	mm

Descrizione materiale			
Calcestruzzo	classe C 35/45	$R_{ck}$ (Mpa)= 45	$f_{ck}$ (Mpa)= 37.35
Acciaio	FeB44k	$f_{yk}$ (Mpa)= 440	$f_{yd}$ (Mpa)= 382.61
$\gamma_c$	1.50	$\gamma_m$	1.15
			$f_{cd}$ (Mpa)= 21.17

**Elementi con armature trasversali resistenti a taglio**

Armatura trasversale				
	n° bracci	passo (mm)	$\Phi$ (mm)	$A_{sw}$ (mm <sup>2</sup> )
staffe	2	300	10	157.08

**Parametri di calcolo**

	Descrizione	Valore	u.d.m.
$\Theta$	inclinazione dei puntoni	21.80	°
$\alpha$	angolo inclinazione trasversale	90.00	°
$\alpha_c$	coefficiente maggiorativo	1.00	

**Verifica**

$V_{sd}$ =	394 kN
$V_{rzd}$ =	653.63 kN
$V_{rzd}$ =	2,857.13 kN

**VERIFICA SODDISFATTA**

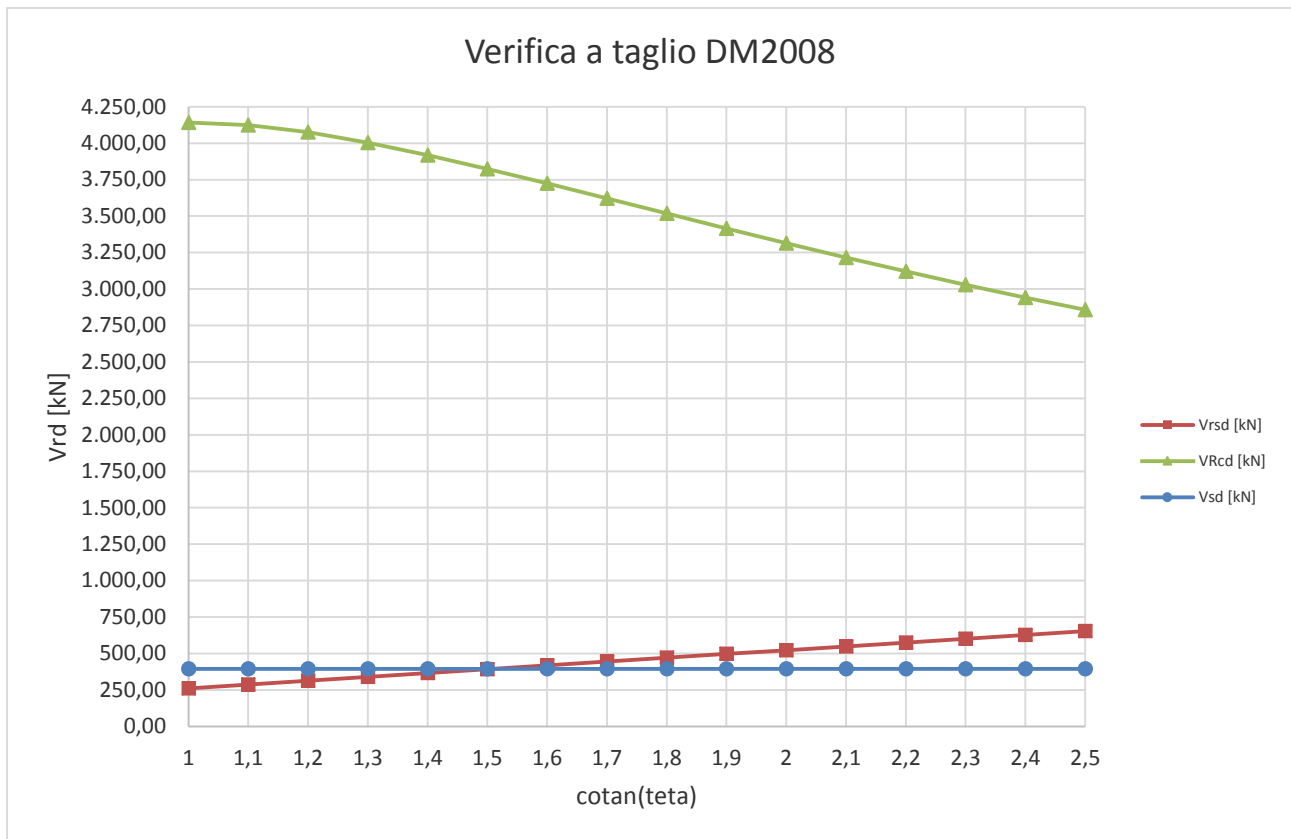
SEN<sup>2</sup> $\theta$  0.0315511  
SEN $\theta$  0.1776262  
 $\theta$  10.23 °

0.33	6.23	OK
------	------	----

Se la verifica è ok la trave è duttile: rottura lato acciaio

**Se  $\theta < 21.8^\circ$  si ha collasso lato acciaio con le bielle compresse integre.  
Sostituire  $\theta = 21.8^\circ$ .**

cotan $\theta$	$\theta$	$V_{rzd}$ [kN]	$V_{rzd}$ [kN]	$V_{sd}$ [kN]
1	45.00	261.44	4,143.05	394
1.1	42.27	287.58	4,124.30	394
1.2	39.81	313.72	4,075.13	394
1.3	37.57	339.87	4,004.43	394
1.4	35.54	366.01	3,919.10	394
1.5	33.69	392.15	3,824.35	394
1.6	32.01	418.30	3,724.09	394
1.7	30.47	444.44	3,621.17	394
1.8	29.05	470.58	3,517.68	394
1.9	27.76	496.73	3,415.09	394
2	26.57	522.87	3,314.44	394
2.1	25.46	549.01	3,216.41	394
2.2	24.44	575.16	3,121.48	394
2.3	23.50	601.30	3,029.89	394
2.4	22.62	627.44	2,941.81	394
2.5	21.80	653.59	2,857.28	394



Lato calcestruzzo il taglio sollecitante è inferiore alla resistenza della sezione (si scongiura la rottura fragile) per inclinazione dei puntoni  $\theta$  qualsiasi.

Lato acciaio invece il taglio sollecitante supera la resistenza lato acciaio della sezione (rottura duttile) per inclinazione dei puntoni  $\theta > 32,8^\circ$  ( $\cotan \theta = 1,55$ ).

Il collasso si verifica per  $\theta = 21,80^\circ$  ( $\cotan \theta = 2,50$ ) secondo il metodo dell'inclinazione variabile del traliccio.

In corrispondenza di tale valore la verifica è soddisfatta sia lato calcestruzzo sia lato acciaio.

VERIFICA SODDISFATTA

	Ponti metallici sul canale Milano – Cremona – Po
	Verifica statica e sismica

### Verifica a taglio – Combinazione SLU STR

Verifica a taglio di elementi privi di armatura a taglio

#### SEZIONE RETTANGOLARE

#### Caratteristiche geometriche sezione

	Descrizione	Valore	u.d.m.
bw	larghezza minima sezione	600	mm
h	altezza totale della sezione	1,500	mm
d	altezza utile sezione	1,450	mm

Descrizione materiale			
Calcestruzzo	classe C 35/45	$R_{ck}(\text{Mpa}) = 45$	$f_{ck}(\text{Mpa}) = 37.35$
Acciaio	FeB44k	$f_{yk}(\text{Mpa}) = 440$	$f_{yd}(\text{Mpa}) = 382.61$
$\gamma_c$	1.50	$\gamma_m$	1.15
			$f_{cd}(\text{Mpa}) = 21.17$

Armatura longitudinale				
barre	n°	$\Phi$ (mm)	Asl (mm <sup>2</sup> )	$\rho_1$
Superiore	4	20	1,256.64	0.0014
	0	0	0.00	0.0000
Inferiore	0	0	0.00	0.0000
	0	0	0.00	0.0000
				0.0014

#### Elementi senza armature resistenti a taglio

#### Parametri di calcolo

	Descrizione	Valore	u.d.m.
$\sigma_{cp}$	tensione di compressione media nella sezione	0	
k	parametro adimensionale	1.37	
$v_{min}$	resistenza minima	0.3435	N/mm <sup>2</sup>

#### Verifica

$N_{sd} =$	0 kN	<b>N di trazione non si considera</b>
$V_{sd} =$	211 kN	
$V_{rd} =$	298.86 kN	

**ARMATURA A TAGLIO MINIMA DA NORMATIVA**

VERIFICA SODDISFATTA

Verifica a taglio di elementi provvisti di armatura a taglio

### SEZIONE RETTANGOLARE

#### Caratteristiche geometriche sezione

	Descrizione	Valore	u.d.m.
bw	larghezza minima sezione	600	mm
h	altezza totale della sezione	1,500	mm
d	altezza utile sezione	1,450	mm

Descrizione materiale			
Calcestruzzo	classe C 35/45	$R_{ck}$ (Mpa)= 45	$f_{ck}$ (Mpa)= 37.35
Acciaio	FeB44k	$f_{yk}$ (Mpa)= 440	$f_{yd}$ (Mpa)= 382.61
$\gamma_c$	1.50	$\gamma_m$	1.15
			$f_{cd}$ (Mpa)= 21.17

#### Elementi con armature trasversali resistenti a taglio

Armatura trasversale				
	n° bracci	passo (mm)	$\Phi$ (mm)	$A_{sw}$ (mm <sup>2</sup> )
staffe	2	300	10	157.08

#### Parametri di calcolo

	Descrizione	Valore	u.d.m.
$\Theta$	inclinazione dei puntoni	21.80	°
$\alpha$	angolo inclinazione trasversale	90.00	°
$\alpha_c$	coefficiente maggiorativo	1.00	

#### Verifica

$V_{sd}$ =	211 kN
$V_{rzd}$ =	653.63 kN
$V_{rzd}$ =	2,857.13 kN

**VERIFICA SODDISFATTA**

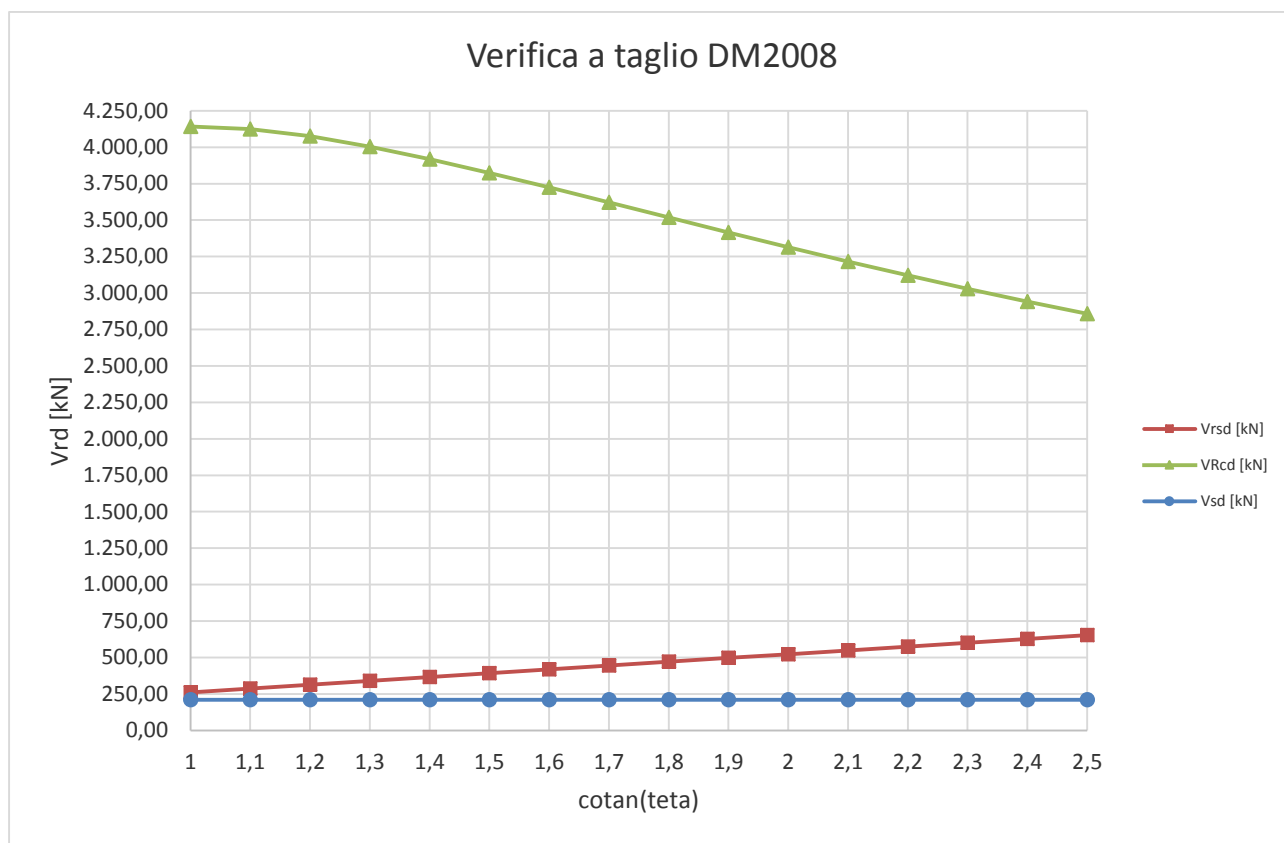
SEN $\theta$  0.0315511  
SEN $\theta$  0.1776262  
 $\theta$  10.23 °

0.33 6.23 OK

Se la verifica è ok la trave è duttile: rottura lato acciaio

Se  $\theta < 21.8^\circ$  si ha collasso lato acciaio con le bielle compresse integre.  
Sostituire  $\theta = 21.8^\circ$ .

cot $\alpha$	$\Theta$	$V_{rzd}$ [kN]	$V_{rzd}$ [kN]	$V_{sd}$ [kN]
1	45.00	261.44	4,143.05	211
1.1	42.27	287.58	4,124.30	211
1.2	39.81	313.72	4,075.13	211
1.3	37.57	339.87	4,004.43	211
1.4	35.54	366.01	3,919.10	211
1.5	33.69	392.15	3,824.35	211
1.6	32.01	418.30	3,724.09	211
1.7	30.47	444.44	3,621.17	211
1.8	29.05	470.58	3,517.68	211
1.9	27.76	496.73	3,415.09	211
2	26.57	522.87	3,314.44	211
2.1	25.46	549.01	3,216.41	211
2.2	24.44	575.16	3,121.48	211
2.3	23.50	601.30	3,029.89	211
2.4	22.62	627.44	2,941.81	211
2.5	21.80	653.59	2,857.28	211



Lato calcestruzzo il taglio sollecitante è inferiore alla resistenza della sezione (si scongiura la rottura fragile) per inclinazione dei puntoni  $\theta$  qualsiasi.

Lato acciaio il taglio sollecitante è inferiore alla resistenza della sezione (si scongiura la rottura duttile) per inclinazione dei puntoni  $\theta$  qualsiasi.

Il collasso si verifica per  $\theta = 21,80^\circ$  ( $\cotan \theta = 2,50$ ) secondo il metodo dell'inclinazione variabile del traliccio.

In corrispondenza di tale valore la verifica è soddisfatta sia lato calcestruzzo sia lato acciaio.

VERIFICA SODDISFATTA

	<p>Ponti metallici sul canale Milano – Cremona – Po</p> <p>Verifica statica e sismica</p>
--	---

### 7.3.3 Riassunto dei risultati delle verifiche

Il traverso inferiore della pila non è verificato a flessione per la combinazione sismica SLV, ma è verificato a taglio per la medesima combinazione, mentre per le combinazioni statiche SLU STR risulta verificato sia a flessione che a taglio.

## 7.4 Cordolo di base

### 7.4.1 Verifica del cordolo di base a mensola tozza allo SLU STR e SLV

Nel presente paragrafo si esegue la verifica del cordolo di base della pila. Tale elemento strutturale è costituito da una coppia di mensole tozze che escono a sbalzo dal fusto della pila e in ciascuna delle quali si innesta un palo di fondazione  $\phi 55$  cm.

La verifica viene condotta secondo il paragrafo C4.1.2.1.5 della Circolare 2 febbraio 2009, di cui si riporta uno stralcio.

Con riferimento ai modelli fatti di tiranti e puntoni descritti al §4.1.2.1.5 delle NTC, nel seguito si riporta un esempio di applicazione di detto metodo di verifica con riferimento al caso della mensola tozza di Figura C4.1.7.

In questo caso il meccanismo resistente è costituito da un tirante orizzontale superiore, corrispondente all'armatura tesa, e da un puntone di calcestruzzo inclinato di  $\psi$ , che riporta il carico  $P_{Ed}$  entro il bordo del pilastro. Con le dimensioni geometriche indicate nella Figura C4.1.7, attraverso l'equilibrio del nodo caricato si ottiene la portanza della mensola in termini di resistenza dell'armatura:

$$P_R = P_{Rs} = (A_s f_{yd} - H_{Ed}) \frac{1}{\lambda} \quad (C4.1.5)$$

con  $\lambda = \text{ctg} \psi \approx l / (0,9d)$ . Per la verifica dovrà risultare

$$P_R \geq P_{Ed} \quad (C4.1.6)$$

Dovrà inoltre risultare una resistenza  $P_{Rc}$  del puntone di calcestruzzo non minore di quella correlata all'armatura con

$$P_{Rc} = 0,4 b d f_{cd} \frac{c}{1 + \lambda^2} \geq P_{Rs} \quad (C4.1.7)$$

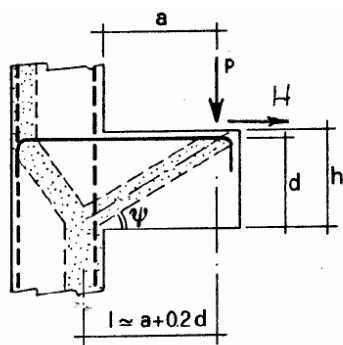
con  $c=1$  per sbalzi di piastre non provvisti di staffatura e  $c=1,5$  per sbalzi di travi provvisti di staffatura.

La resistenza del sistema puntone tirante  $P_R$ , deve essere superiore al valore di azione assiale sollecitante in testa al palo.



**Verifica strut and tie – Combinazione sismica SLV**

Resistenza di elementi tozzi, nelle zone diffusive e nei nodi (C4.1.2.1.5)



a	475	[mm]
h	1,500	[mm]
φ	20	[mm]
n	10	[-]
cop	40	[mm]
d	1,450	[mm]
P <sub>ed</sub>	1,875	[kN]
H <sub>ed</sub>	0	[kN]
l	765	[mm]
ψ	59.62	[°]
λ	0.59	[-]
P <sub>Rs</sub>	2,050	[kN]
b	1,500	[mm]
c	1.5	[-]
P <sub>Rc</sub>	20,556	[kN]

f <sub>ck</sub>	37.35	[MPa]
f <sub>yk</sub>	440	[MPa]
f <sub>cd</sub>	21.17	[MPa]
f <sub>yd</sub>	382.61	[MPa]

OK

OK

*Conclusioni*

$$IR = 2.050 / 1.875 = 1,10 > 1,00$$

VERIFICA SODDISFATTA

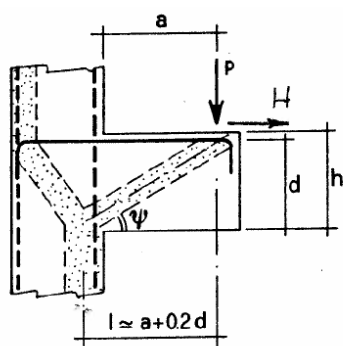
### Verifica strut and tie – Combinazione STR SLU

Si riportano nel seguito i valori massimi delle azioni assiali in testa ai pali e le relative verifiche della mensola tozza.

Combinazione	Azione assiale $N_{Ed}$ [kN]
STR1	1.016
STR2	1.062
STR3	1.919
STR4	3.142

### Combinazione SLU STR1

Resistenza di elementi tozzi, nelle zone diffusive e nei nodi (C4.1.2.1.5)



<b>a</b>	475	[mm]
<b>h</b>	1,500	[mm]
<b>φ</b>	20	[mm]
<b>n</b>	10	[-]
<b>cop</b>	40	[mm]
<b>d</b>	1,450	[mm]
<b>P<sub>ed</sub></b>	1,016	[kN]
<b>H<sub>ed</sub></b>	0	[kN]
<b>l</b>	765	[mm]
<b>ψ</b>	59.62	[°]
<b>λ</b>	0.59	[-]
<b>P<sub>Rs</sub></b>	2,050	[kN]
<b>b</b>	1,500	[mm]
<b>c</b>	1.5	[-]
<b>P<sub>Rc</sub></b>	20,556	[kN]

<b>f<sub>ck</sub></b>	37.35	[MPa]
<b>f<sub>yk</sub></b>	440	[MPa]
<b>f<sub>cd</sub></b>	21.17	[MPa]
<b>f<sub>yd</sub></b>	382.61	[MPa]

OK

OK

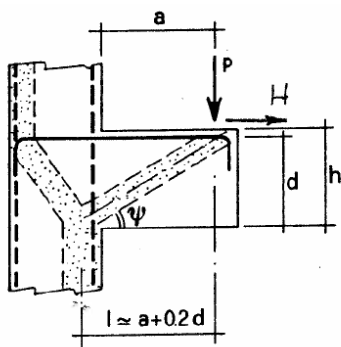
### Conclusioni

$IR = 2.050 / 1.016 = 2,02 > 1,00$

VERIFICA SODDISFATTA

Combinazione SLU STR2

Resistenza di elementi tozzi, nelle zone diffusive e nei nodi (C4.1.2.1.5)



a	475	[mm]
h	1,500	[mm]
φ	20	[mm]
n	10	[-]
cop	40	[mm]
d	1,450	[mm]
P <sub>ed</sub>	1,062	[kN]
H <sub>ed</sub>	0	[kN]
l	765	[mm]
ψ	59.62	[°]
λ	0.59	[-]
P <sub>Rs</sub>	2,050	[kN]
b	1,500	[mm]
c	1.5	[-]
P <sub>Rc</sub>	20,556	[kN]

f <sub>ck</sub>	37.35	[MPa]
f <sub>yk</sub>	440	[MPa]
f <sub>cd</sub>	21.17	[MPa]
f <sub>yd</sub>	382.61	[MPa]

OK

OK

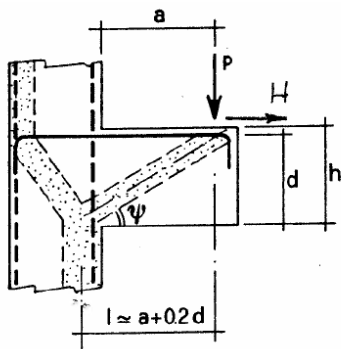
Conclusioni

IR = 2.050 / 1.062 = 1,93 > 1,00

VERIFICA SODDISFATTA

Combinazione SLU STR3

Resistenza di elementi tozzi, nelle zone diffusive e nei nodi (C4.1.2.1.5)



<b>a</b>	475	[mm]	<b>f<sub>ck</sub></b>	37.35	[MPa]
<b>h</b>	1,500	[mm]	<b>f<sub>yk</sub></b>	440	[MPa]
<b>φ</b>	20	[mm]	<b>f<sub>cd</sub></b>	21.17	[MPa]
<b>n</b>	10	[-]	<b>f<sub>yd</sub></b>	382.61	[MPa]
<b>cop</b>	40	[mm]			
<b>d</b>	1,450	[mm]			
<b>P<sub>ed</sub></b>	1,919	[kN]			
<b>H<sub>ed</sub></b>	0	[kN]			
<b>l</b>	765	[mm]			
<b>ψ</b>	59.62	[°]			
<b>λ</b>	0.59	[-]			
<b>P<sub>Rs</sub></b>	2,050	[kN]			OK
<b>b</b>	1,500	[mm]			
<b>c</b>	1.5	[-]			
<b>P<sub>Rc</sub></b>	20,556	[kN]			OK

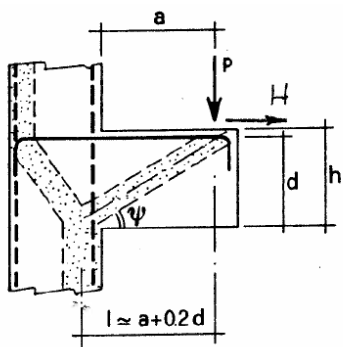
Conclusioni

$$IR = 2.050 / 1.919 = 1,07 > 1,00$$

VERIFICA SODDISFATTA

Combinazione SLU STR4

Resistenza di elementi tozzi, nelle zone diffusive e nei nodi (C4.1.2.1.5)



<b>a</b>	475	[mm]	
<b>h</b>	1,500	[mm]	
<b>φ</b>	20	[mm]	
<b>n</b>	10	[-]	
<b>cop</b>	40	[mm]	
<b>d</b>	1,450	[mm]	
<b>P<sub>ed</sub></b>	3,142	[kN]	
<b>H<sub>ed</sub></b>	0	[kN]	
<b>l</b>	765	[mm]	
<b>ψ</b>	59.62	[°]	
<b>λ</b>	0.59	[-]	
<b>P<sub>Rs</sub></b>	2,050	[kN]	NO
<b>b</b>	1,500	[mm]	
<b>c</b>	1.5	[-]	
<b>P<sub>Rc</sub></b>	20,556	[kN]	OK

<b>f<sub>ck</sub></b>	37.35	[MPa]
<b>f<sub>yk</sub></b>	440	[MPa]
<b>f<sub>cd</sub></b>	21.17	[MPa]
<b>f<sub>yd</sub></b>	382.61	[MPa]

Conclusioni

IR = 2.050 / 3.142 = 0,65 < 1,00

VERIFICA NON SODDISFATTA

	<p>Ponti metallici sul canale Milano – Cremona – Po</p> <p>Verifica statica e sismica</p>
--	---

#### 7.4.2 Riassunto dei risultati delle verifiche

Il cordolo di base della pila, avente un funzionamento a mensola tozza e schematizzabile secondo il metodo “strut and tie”, è verificato per la combinazione sismica SLV e per le combinazioni statiche SLU STR1, SLU STR2 e SLU STR3. Tale elemento strutturale risulta non verificato per la combinazione statica SLU STR4, con azione di frenamento dominante, la quale massimizzano l’azione assiale nei pali di fondazione.

## 7.5 Pali

### 7.5.1 Verifica della capacità portante per carichi verticali

La capacità portante dei pali è calcolata mediante risultati di prove di carico statico di progetto su pali pilota come indicato al punto (a) del paragrafo 6.4.3.1.1 del D.M. 17/01/2018.

- (a) Se il valore caratteristico della resistenza a compressione del palo,  $R_{c,k}$ , o a trazione,  $R_{t,k}$ , è dedotto dai corrispondenti valori  $R_{c,m}$  o  $R_{t,m}$ , ottenuti elaborando i risultati di una o più prove di carico di progetto, il valore caratteristico della resistenza a compressione e a trazione è pari al minore dei valori ottenuti applicando al valore medio e al valore minimo delle resistenze misurate i fattori di correlazione  $\xi$  riportati nella Tab. 6.4.III, in funzione del numero  $n$  di prove di carico su pali pilota:

$$R_{c,k} = \text{Min} \left\{ \frac{(R_{c,m})_{\text{media}}}{\xi_1}, \frac{(R_{c,m})_{\text{min}}}{\xi_2} \right\} \quad [6.4.1]$$

$$R_{t,k} = \text{Min} \left\{ \frac{(R_{t,m})_{\text{media}}}{\xi_1}, \frac{(R_{t,m})_{\text{min}}}{\xi_2} \right\} \quad [6.4.2]$$

Tab. 6.4.III - Fattori di correlazione  $\xi$  per la determinazione della resistenza caratteristica a partire dai risultati di prove di carico statico su pali pilota

Numero di prove di carico	1	2	3	4	$\geq 5$
$\xi_1$	1,40	1,30	1,20	1,10	1,0
$\xi_2$	1,40	1,20	1,05	1,00	1,0

Il fattore di correlazione  $\xi$  relativo al numero di verticali indagate viene dedotto dalla Tabella 6.4.III con  $n=1$ .

Le prove su pali pilota di progetto sono trattate al paragrafo 6.4.3.7.1 del D.M. 17/01/2018.

Le prove per la determinazione della resistenza del singolo palo (prove di progetto) devono essere eseguite su pali appositamente realizzati (pali pilota) identici, per geometria e tecnologia esecutiva, a quelli da realizzare e ad essi sufficientemente vicini.

L'intervallo di tempo intercorrente tra la costruzione del palo pilota e l'inizio della prova di carico deve essere sufficiente a garantire che il materiale di cui è costituito il palo sviluppi la resistenza richiesta e che le pressioni interstiziali nel terreno si riportino ai valori iniziali.

Se si esegue una sola prova di carico statica di progetto, questa deve essere ubicata dove le condizioni del terreno sono più sfavorevoli.

Le prove di progetto devono essere spinte fino a valori del carico assiale tali da portare a rottura il complesso palo-terreno o comunque tali da consentire di ricavare diagrammi dei cedimenti della testa del palo in funzione dei carichi e dei tempi, significativi ai fini della valutazione della resistenza.

Il sistema di vincolo deve essere dimensionato per consentire un valore del carico di prova non inferiore a 2,5 volte l'azione di progetto utilizzata per le verifiche agli SLE.

La resistenza del complesso palo-terreno è assunta pari al valore del carico applicato corrispondente ad un cedimento della testa pari al 10% del diametro nel caso di pali di piccolo e medio diametro ( $d < 80$  cm), non inferiori al 5% del diametro nel caso di pali di grande diametro ( $d \geq 80$  cm).

Se tali valori di cedimento non sono raggiunti nel corso della prova, è possibile procedere all'estrapolazione della curva sperimentale a patto che essa evidenzi un comportamento del complesso palo-terreno marcatamente non lineare.

Per i pali di grande diametro si può ricorrere a prove statiche eseguite su pali aventi la stessa lunghezza dei pali da realizzare, ma diametro inferiore, purché tali prove siano adeguatamente motivate ed interpretate al fine di fornire indicazioni utili per i pali da realizzare. In ogni caso, la riduzione del diametro non può essere superiore al 50% e tale da restituire un palo ancora di grande diametro ( $d \geq 80$  cm); il palo di prova deve essere opportunamente strumentato per consentire il rilievo separato delle curve di mobilitazione della resistenza laterale e della resistenza alla base.

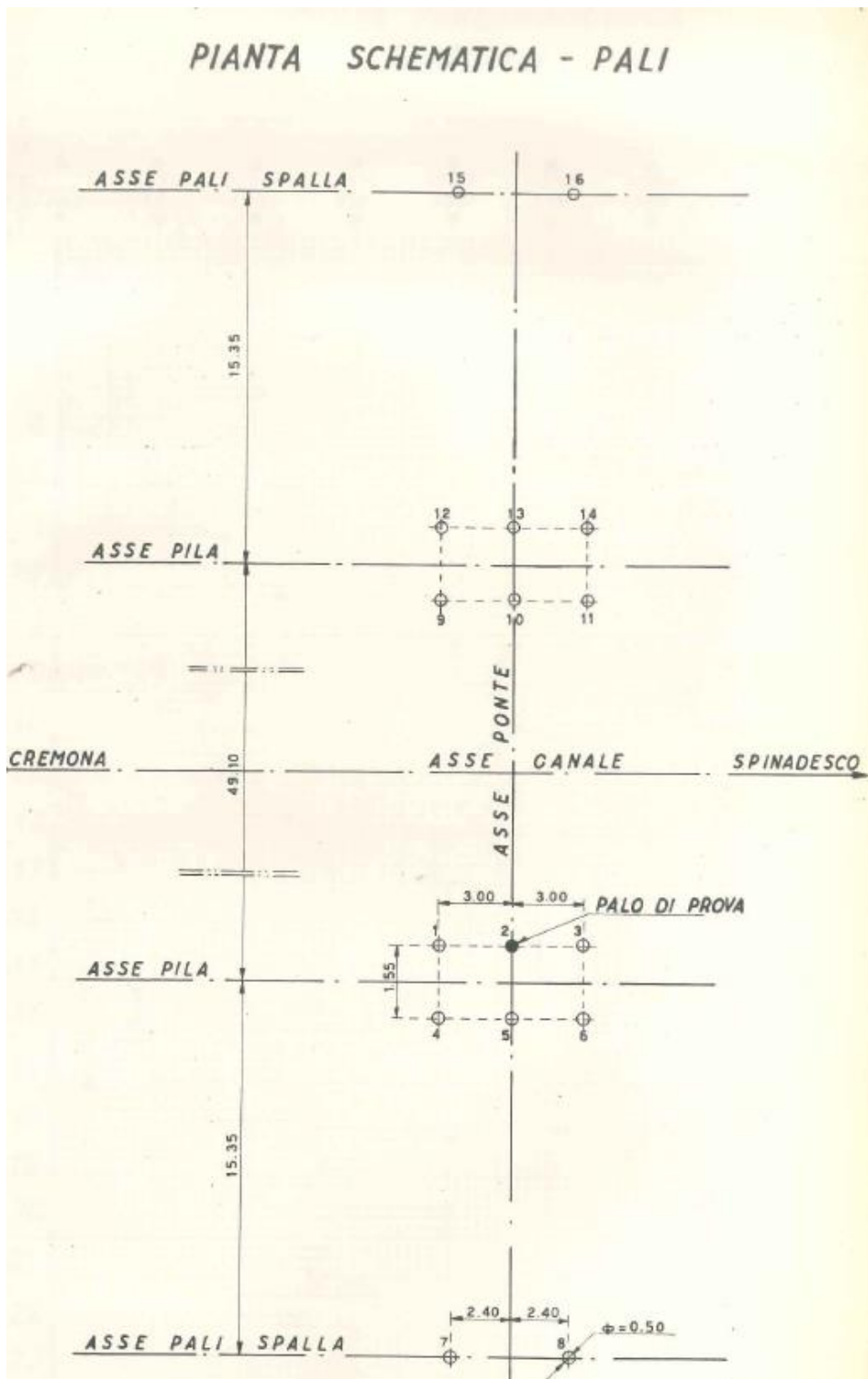
Come prove di progetto possono essere eseguite prove dinamiche ad alto livello di deformazione, purché adeguatamente interpretate al fine di fornire indicazioni comparabili con quelle derivanti da una corrispondente prova di carico statica di progetto.

Per i dati della prova di carico si è fatto riferimento a quanto riportato nella relazione All.11/B2 “PALI DI FONDAZIONE – Prove di carico”. In particolare si è fatto riferimento alla prova di carico sul palo N.14.

Si riportano uno stralcio della relazione, con indicazione sommaria degli strati, e i risultati della prova di carico suddetta.

“Le prove penetrometriche eseguite sul posto (v. alleg. prove N.1 e 2) indicano qui l’inizio del banco sabbioso di buona compattezza e potenza alla profondità di circa 17 m dal piano campagna.

Al di sopra di esso si ha terreno limoso di scarsa consistenza salvo uno strato di 3-4 m di sabbia di mediocre compattezza da 8/9 a 12 m, del quale non si può tener conto dato lo spessore piuttosto piccolo e variabile, la modesta resistenza alla punta e la presenza di terreno molle subito al di sotto di esso”.





### PROVA DI CARICO-PALO N. 2

LE PRESSIONI SONO AFFETTE DA UNA APPROSSIMAZIONE PARI A  $\pm 0.5\%$   
COME RISULTA DAL CERTIFICATO N. 3754 DEL POLITECNICO DI MILANO

NATURA DEL TERRENO

PISTONE MARTINETTO  $\phi$  mm 250

TUBO FORMA  $\phi$  mm. 500

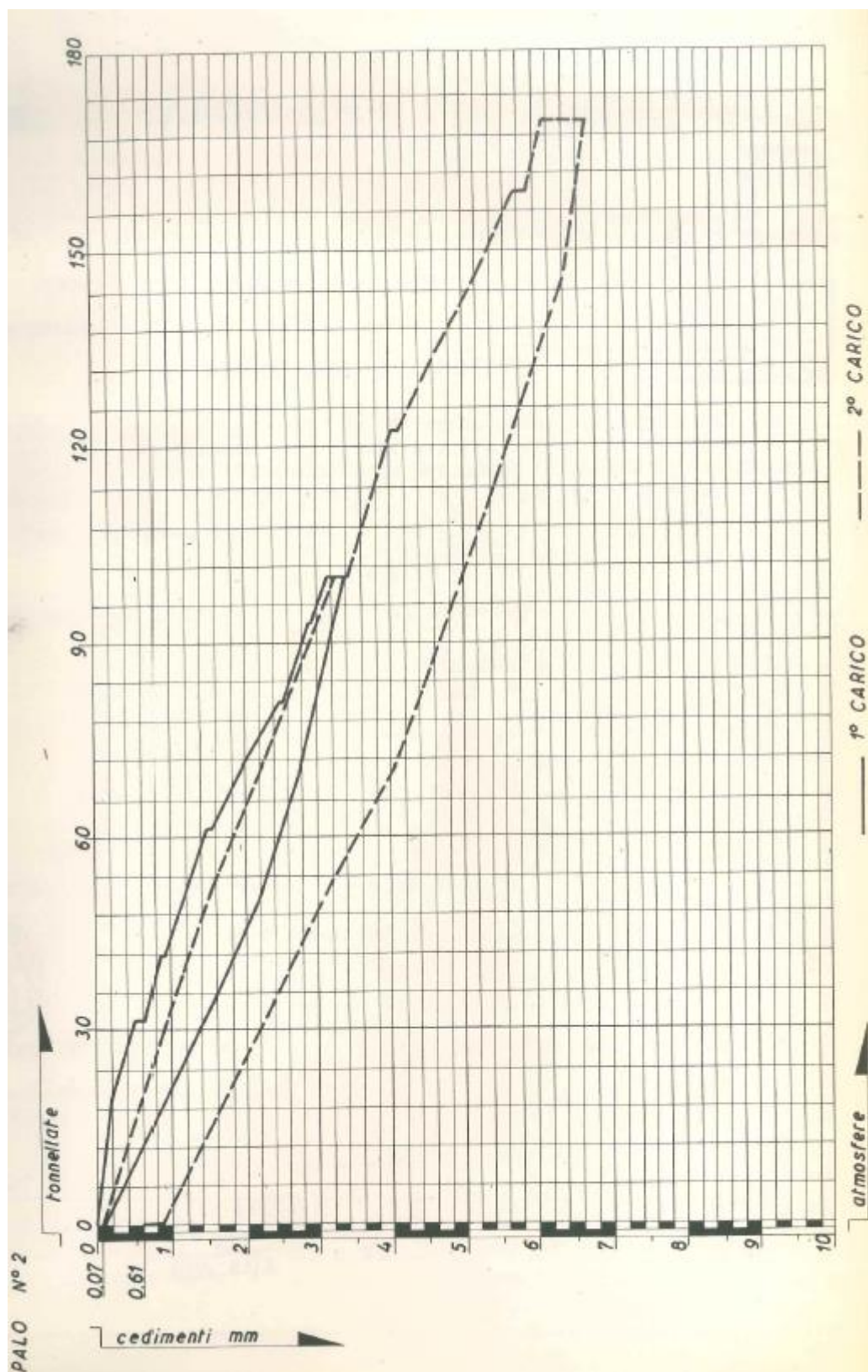
10 ATMOSFERE  $\approx$  4.9 TONNELLATE

LUNGHEZZA DEL PALO ml. 18

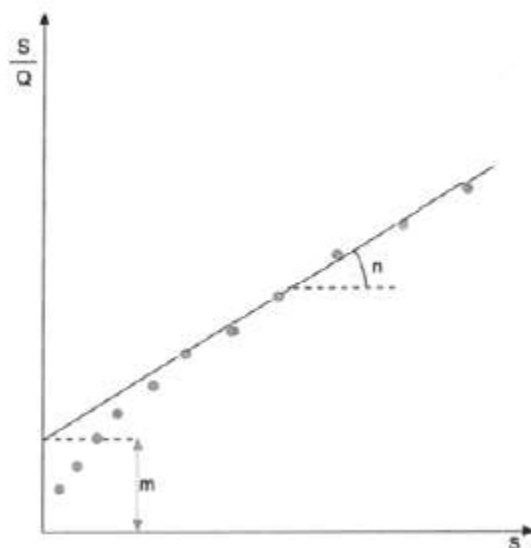
PORTATA DI PROGETTO TON. 100

ORA	CARICO		LETTURE AI FLESSIBILI				ANNOTAZIONI
	ATM.	TON.	1	2	3	MEDIA	
9.10	0	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	2/2/1966
9.12	40	19.60	0.40	0.00	0.25	0.22	
9.22	40	19.60	0.40	0.00	0.25	0.22	
9.22	65	31.85	0.80	0.20	0.60	0.53	
9.33	65	31.85	1.00	0.35	0.70	0.68	
9.33	85	41.65	1.20	0.50	0.92	0.87	
9.45	85	41.65	1.25	0.60	0.92	0.92	
9.45	105	51.45	1.58	0.80	1.23	1.20	
9.55	105	51.45	1.58	0.80	1.23	1.20	
9.55	125	61.25	1.90	1.03	1.52	1.48	
10.05	125	61.25	1.98	1.10	1.60	1.56	
10.05	150	71.05	2.40	1.53	1.98	1.97	
10.15	150	71.05	2.40	1.53	1.98	1.97	
10.17	175	80.85	3.10	2.00	2.51	2.54	
10.27	175	80.85	3.20	2.00	2.51	2.57	
10.27	190	93.10	3.40	2.35	2.96	2.90	
10.37	190	93.10	3.55	2.35	2.96	2.95	
10.37	205	100.45	3.80	2.60	2.98	3.13	
14.20	205	100.45	4.15	2.84	3.20	3.40	
14.20	150	71.05	3.40	2.39	2.60	2.80	
14.30	150	71.05	3.40	2.39	2.60	2.80	
14.30	105	51.45	2.90	1.84	2.02	2.25	
14.40	105	51.45	2.81	1.84	1.92	2.19	
14.40	65	31.85	1.90	1.10	1.36	1.45	
14.45	65	31.85	1.90	1.01	1.36	1.45	
14.45	0	0.00	0.10	0.00	0.20	0.10	
14.50	0	0.00	0.10	0.00	0.21	0.07	
14.55	65	31.85	1.15	0.69	1.08	0.97	
15.00	105	51.45	1.80	1.15	1.60	1.52	
15.05	150	71.05	2.68	1.84	2.34	2.29	
15.10	205	100.45	3.80	2.69	3.18	3.22	
15.17	225	100.25	4.18	3.00	3.49	3.56	
15.27	225	100.25	4.25	3.05	3.56	3.56	
15.30	250	122.50	4.70	3.45	3.94	4.03	
15.40	250	122.50	4.83	3.54	4.05	4.14	
15.40	275	134.75	5.47	4.00	4.55	4.67	
15.50	275	134.75	5.50	4.00	4.57	4.68	
15.50	300	147.00	6.22	4.55	4.90	5.22	
16.00	300	147.00	6.28	4.57	4.90	5.25	
16.00	325	159.20	6.88	4.96	5.35	5.73	
16.15	325	159.20	7.16	5.10	5.55	5.94	
16.15	345	169.05	7.62	5.35	5.35	6.11	

ORA	CARICO		LETTURE AI FLESSIMETRI				ANNOTAZIONI
	ATM.	TON.	1	2	3	MEDIA	
16.30	345	169.05	7.62	5.45	5.58	6.22	2/2/1966
9.10	345	169.05	8.15	5.95	5.95	6.68	3/2/1966
9.12	300	147.00	7.90	5.82	5.58	6.43	
9.15	250	122.50	7.05	5.05	5.05	5.72	
9.17	205	100.45	6.22	4.45	4.40	5.02	
9.20	150	71.05	4.95	3.65	3.60	4.07	
9.23	105	51.45	3.65	2.72	2.65	3.14	
9.27	0	0.00	0.90	0.78	1.00	0.89	
10.00	0	0.00	0.60	0.54	0.68	0.61	



Si rielaborano i dati del secondo ciclo di carico (relativo al carico di prova  $1,5 \cdot SLE$ ) ponendo a grafico i valori del cedimento,  $S$ , e del rapporto cedimento/carico,  $S/Q$ , come evidenziato nella figura seguente:



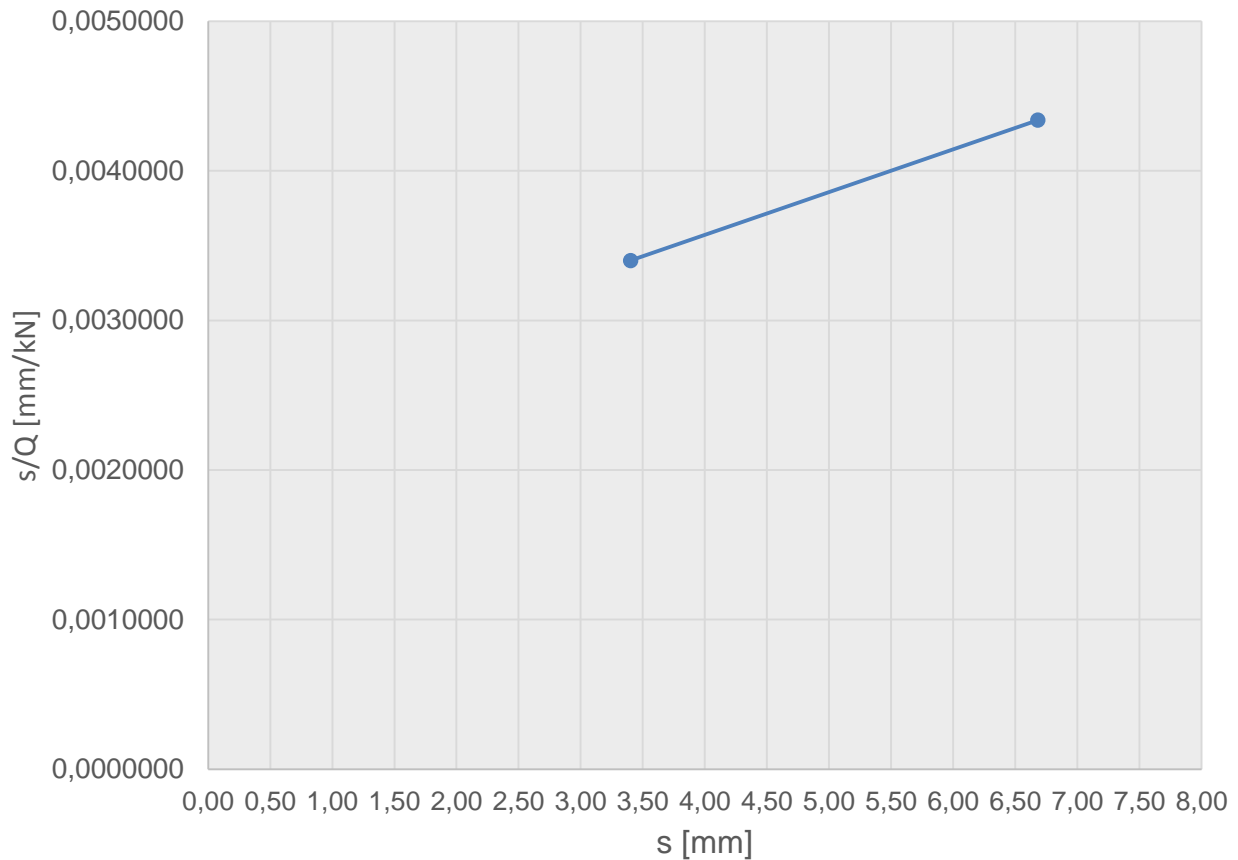
Il carico limite può quindi essere stimato pari all'inverso della pendenza della retta ottenuta, come dimostrato nei passaggi seguenti:

$$Q = \frac{S}{m + n \cdot S} \quad \frac{S}{Q} = m + n \cdot S$$

$$\lim_{S \rightarrow \infty} \left( \frac{S}{m + n \cdot S} \right) = \frac{1}{n}$$

$$Q_{\lim} = \frac{0,9}{n}$$

### Metodo di Chin per pali pila



L'equazione della retta è la seguente:  $y=0,0002859x+0,002428$

Dall'equazione della retta asintotica si può stimare che il carico limite secondo il criterio di Chin è:

$$Q_{LIM} = \frac{0,9}{n} = 3.148 \text{ kN}$$

Tale valore è confermato da quanto calcolato nella Relazione All.11/B1 relativo al "PONTE STRADA VICINALE DEL CRISTO".

La portata di una base di mq 0,70 risulta in tal caso, con la formula statica di Terzaghi, essendo :

$A = 0,70 \text{ mq}$  (sezione orizzontale base)

$h = 13 \text{ m}$  (profondità della base)

$\gamma = 1,1 \text{ t/m}^3$  (peso di volume medio del terreno alleggerito della spinta idrostatica)

$N_q = 32$  (coeff. di Terzaghi per  $\varphi = 33^\circ$ )

$n = 3$  (coeff. di sicurezza)

$$P = \frac{1}{n} A \gamma h N_q = \frac{1}{3} 0,7 \times 1,1 \times 13 \times 32 = 107 \text{ tonn.}$$

La portata ammissibile di 107 tonn è stata determinata con un fattore di sicurezza  $n=3$ . Quindi il carico di rottura è pari a 3 volte il carico ammissibile, ovvero  $321 \text{ tonn} \approx 3.210 \text{ kN}$ , valore molto simile al valore determinato sopra dalla prova sul palo pilota N.14 del ponte in oggetto.

Se utilizzassimo i coefficienti della Norma vigente, la portata ammissibile dovrebbe essere divisa per  $\xi=1,7$  (Tab.6.4.IV) e  $\gamma_b=1,15$  (Tabella 6.4.II per pali infissi e portata di base, colonna R3); si otterrebbe quindi  $n=1,7 \cdot 1,15 \approx 2$ .

Il carico ammissibile sarebbe del 50% superiore a quello riportato in relazione All.11/B1, ovvero:

$$P = 3/2 \cdot 107 = 161 \text{ tonn} \approx 1.610 \text{ kN}$$

Tale carico è da intendersi in esercizio; volendo moltiplicarlo per un coefficiente parziale  $\gamma$  in modo da poterlo confrontare con valori di azione assiale allo SLU, si otterrebbe:

$$P = 1,35 \cdot 1.610 \approx 2.200 \text{ kN}.$$

Si veda la somiglianza di questo valore con quello calcolato nell'immediato seguito.

Dall'equazione 6.4.1 del D.M. 17/01/2018 si ottiene il valore della capacità portante per carichi verticali:

$$N_{Rd} = \frac{3.148}{1,4} = 2.250 \text{ kN}$$

Si riportano nel seguito i valori massimi delle azioni assiali in testa ai pali  $N_{Ed}$  per le combinazioni SLU STR e SLV.

Combinazione	Azione assiale $N_{Ed}$ [kN]
SLV	1.875
STR1	1.016
STR2	1.062
STR3	1.919
STR4	3.142

### 7.5.2 Verifica a presso/tenso flessione allo SLU STR e SLV

Si riportano i valori delle azioni assiali e dei tagli in testa ai pali nelle combinazioni SLU STR e SLV.

TABLE: Element Forces - Frames								
Frame	Station	OutputCase	CaseType	StepType	P	V2	V3	Vcomb
Text	m	Text	Text	Text	KN	KN	KN	KN
PALO_P_2_1	0	SISMICA SLV	Combination	Max	767	112	80	137
PALO_P_2_1	0	SISMICA SLV	Combination	Min	-1,875	-114	-81	140
PALO_P_2_2	0	SISMICA SLV	Combination	Max	766	114	80	139
PALO_P_2_2	0	SISMICA SLV	Combination	Min	-1,875	-112	-81	138
PALO_P_2_3	0	SISMICA SLV	Combination	Max	647	111	89	143
PALO_P_2_3	0	SISMICA SLV	Combination	Min	-1,785	-114	-89	145
PALO_P_2_4	0	SISMICA SLV	Combination	Max	647	114	89	145
PALO_P_2_4	0	SISMICA SLV	Combination	Min	-1,785	-111	-89	143
PALO_P_2_5	0	SISMICA SLV	Combination	Max	767	112	81	138
PALO_P_2_5	0	SISMICA SLV	Combination	Min	-1,875	-114	-80	139
PALO_P_2_6	0	SISMICA SLV	Combination	Max	766	114	81	140
PALO_P_2_6	0	SISMICA SLV	Combination	Min	-1,875	-112	-80	137
PALO_P_2_1	0	SLU STR1	Combination	Max	-658	-1	21	21
PALO_P_2_1	0	SLU STR1	Combination	Min	-1,016	-17	-23	28
PALO_P_2_2	0	SLU STR1	Combination	Max	-524	2	22	22
PALO_P_2_2	0	SLU STR1	Combination	Min	-879	-13	-23	27
PALO_P_2_3	0	SLU STR1	Combination	Max	-789	-2	25	25
PALO_P_2_3	0	SLU STR1	Combination	Min	-925	-17	-25	30
PALO_P_2_4	0	SLU STR1	Combination	Max	-653	2	25	25
PALO_P_2_4	0	SLU STR1	Combination	Min	-789	-13	-25	28
PALO_P_2_5	0	SLU STR1	Combination	Max	-658	-1	23	23
PALO_P_2_5	0	SLU STR1	Combination	Min	-1,016	-17	-21	27
PALO_P_2_6	0	SLU STR1	Combination	Max	-524	2	23	23
PALO_P_2_6	0	SLU STR1	Combination	Min	-879	-13	-22	25
PALO_P_2_1	0	SLU STR2	Combination	Max	-702	-1	13	13
PALO_P_2_1	0	SLU STR2	Combination	Min	-1,062	-27	-14	30
PALO_P_2_2	0	SLU STR2	Combination	Max	-477	2	13	13
PALO_P_2_2	0	SLU STR2	Combination	Min	-835	-23	-14	27
PALO_P_2_3	0	SLU STR2	Combination	Max	-789	-2	15	15
PALO_P_2_3	0	SLU STR2	Combination	Min	-1,015	-26	-15	30
PALO_P_2_4	0	SLU STR2	Combination	Max	-563	2	15	15
PALO_P_2_4	0	SLU STR2	Combination	Min	-789	-23	-15	27
PALO_P_2_5	0	SLU STR2	Combination	Max	-702	-1	14	14
PALO_P_2_5	0	SLU STR2	Combination	Min	-1,062	-27	-13	30
PALO_P_2_6	0	SLU STR2	Combination	Max	-477	2	14	14
PALO_P_2_6	0	SLU STR2	Combination	Min	-835	-23	-13	26



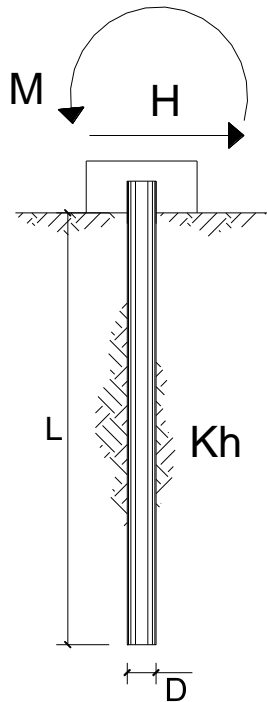
	Ponti metallici sul canale Milano – Cremona – Po						
	Verifica statica e sismica						

PALO_P_2_1	0	SLU STR3	Combination	Max	-461	-1	34	34
PALO_P_2_1	0	SLU STR3	Combination	Min	-1,919	-19	-35	40
PALO_P_2_2	0	SLU STR3	Combination	Max	-329	4	34	34
PALO_P_2_2	0	SLU STR3	Combination	Min	-1,779	-14	-36	38
PALO_P_2_3	0	SLU STR3	Combination	Max	-789	-2	39	39
PALO_P_2_3	0	SLU STR3	Combination	Min	-1,467	-18	-39	43
PALO_P_2_4	0	SLU STR3	Combination	Max	-653	3	39	39
PALO_P_2_4	0	SLU STR3	Combination	Min	-1,331	-13	-39	41
PALO_P_2_5	0	SLU STR3	Combination	Max	-461	-1	35	36
PALO_P_2_5	0	SLU STR3	Combination	Min	-1,919	-19	-34	39
PALO_P_2_6	0	SLU STR3	Combination	Max	-329	4	36	36
PALO_P_2_6	0	SLU STR3	Combination	Min	-1,779	-14	-34	37
PALO_P_2_1	0	SLU STR4	Combination	Max	-1,916	-130	34	135
PALO_P_2_1	0	SLU STR4	Combination	Min	-3,142	-148	-35	153
PALO_P_2_2	0	SLU STR4	Combination	Max	1,070	-126	34	131
PALO_P_2_2	0	SLU STR4	Combination	Min	-147	-143	-36	147
PALO_P_2_3	0	SLU STR4	Combination	Max	-2,217	-131	39	137
PALO_P_2_3	0	SLU STR4	Combination	Min	-2,759	-147	-39	152
PALO_P_2_4	0	SLU STR4	Combination	Max	774	-127	39	133
PALO_P_2_4	0	SLU STR4	Combination	Min	232	-143	-39	148
PALO_P_2_5	0	SLU STR4	Combination	Max	-1,917	-130	35	135
PALO_P_2_5	0	SLU STR4	Combination	Min	-3,142	-148	-34	152
PALO_P_2_6	0	SLU STR4	Combination	Max	1,070	-126	36	131
PALO_P_2_6	0	SLU STR4	Combination	Min	-147	-143	-34	147

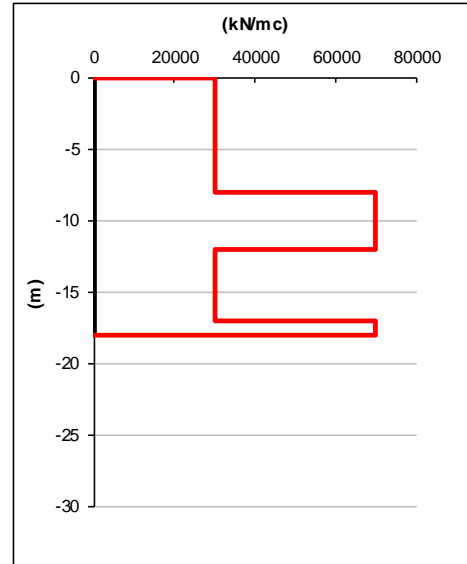
**Per le combinazioni SLU STR 4 (frenamento dominante) e SLV l'azione assiale di trazione nel palo è eccessiva e quindi la verifica a tenso-flessione non è verificata.**

Nel seguito si esegue la verifica a presso flessione per le sollecitazioni generate dalla più sfavorevole tra le combinazioni SLU STR1, SLU STR2 e SLU STR3.

La verifica dei pali circolari in calcestruzzo armato di diametro 500 mm viene effettuata per la combinazione SLU STR 3.



scala grafico



strati terreno	descrizione	quote (m)	$k_h$ (kN/m <sup>3</sup> )	$\eta_h$ (kN/m <sup>3</sup> )
p.c.=strato 1	Orizzonte 1	0.00	30000	0
<input checked="" type="checkbox"/> strato 2	Orizzonte 2	-8.00	70000	0
<input checked="" type="checkbox"/> strato 3	Orizzonte 3	-12.00	30000	0
<input checked="" type="checkbox"/> strato 4	Orizzonte 4	-17.00	70000	0
<input type="checkbox"/> strato 5				
<input type="checkbox"/> strato 6				

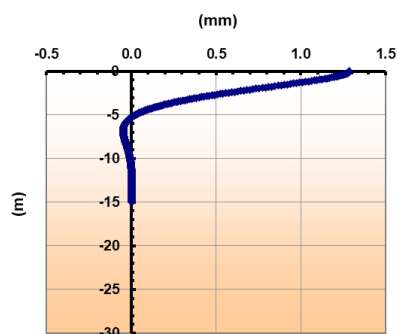
Diametro del palo 0.5 (m)  
 J palo 0.00307 (m<sup>4</sup>)  
 Lunghezza del palo 18 (m)  
 Forza orizzontale in testa 43 (kN)  
 Momento in testa 0 (kNm)  
 E cls 30000 (Mpa)  
 dimensione elementi 0.05 (m)

- ☒ palo impedito di ruotare  
☐ palo impedito di traslare  
☐ palo libero

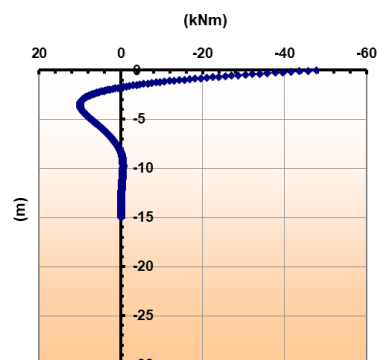
**Calcolo**  
(ctrl+r)



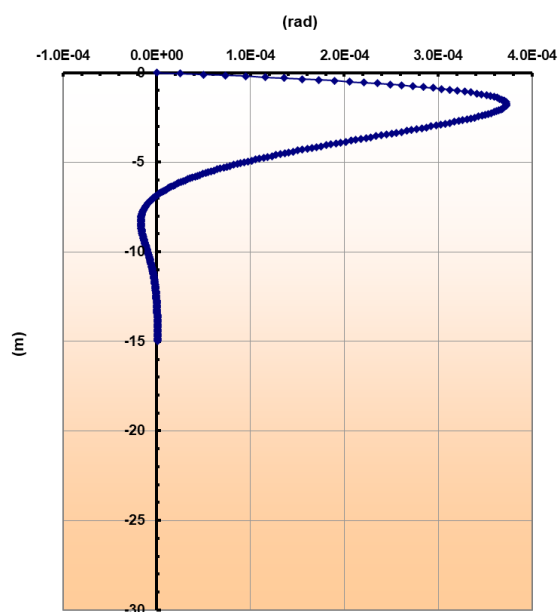
**Spostamenti**



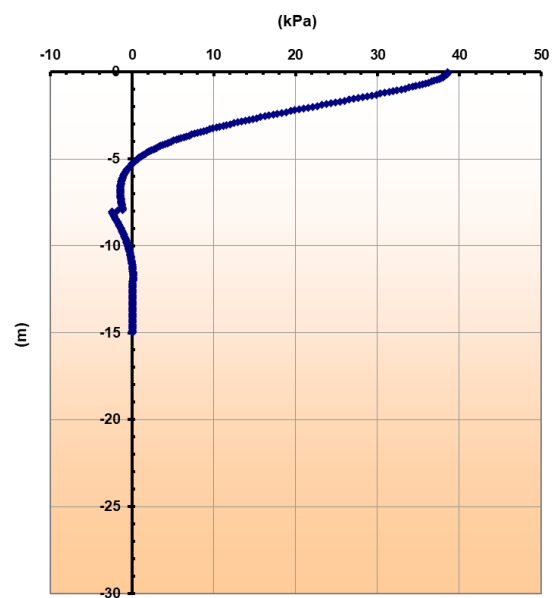
**Momento**



**Rotazioni**



**Pressioni**



Ponti metallici sul canale Milano – Cremona – Po  
Verifica statica e sismica

Spostamenti, Rotazioni, Pressione					Sollecitazioni			
nodo	z	y(z)	$\alpha(z)$	p(z)	nodo	z	M(z)	T(z)
	quota (m)	(mm)	(rad)	(kPa)		quota (m)	(kNm)	(kN)
1	0.00	1.29	0.00000	38.62	1	0.00	-47.85	42.52
2	-0.05	1.29	0.00003	38.60	2	-0.05	-45.72	42.52
3	-0.10	1.28	0.00005	38.54		-0.05	-45.72	41.55
4	-0.15	1.28	0.00007	38.45	3	-0.10	-43.65	41.55
5	-0.20	1.28	0.00009	38.32		-0.10	-43.65	40.59
6	-0.25	1.27	0.00012	38.17	4	-0.15	-41.62	40.59
7	-0.30	1.27	0.00014	37.98		-0.15	-41.62	39.63
8	-0.35	1.26	0.00015	37.76	5	-0.20	-39.64	39.63
9	-0.40	1.25	0.00017	37.51		-0.20	-39.64	38.67
10	-0.45	1.24	0.00019	37.24	6	-0.25	-37.70	38.67
11	-0.50	1.23	0.00021	36.94		-0.25	-37.70	37.72
12	-0.55	1.22	0.00022	36.62	7	-0.30	-35.82	37.72
13	-0.60	1.21	0.00024	36.28		-0.30	-35.82	36.77
14	-0.65	1.20	0.00025	35.92	8	-0.35	-33.98	36.77
15	-0.70	1.18	0.00026	35.53		-0.35	-33.98	35.82
16	-0.75	1.17	0.00027	35.13	9	-0.40	-32.19	35.82
17	-0.80	1.16	0.00028	34.72		-0.40	-32.19	34.88
18	-0.85	1.14	0.00029	34.28	10	-0.45	-30.44	34.88
19	-0.90	1.13	0.00030	33.83		-0.45	-30.44	33.95
20	-0.95	1.11	0.00031	33.37	11	-0.50	-28.74	33.95
21	-1.00	1.10	0.00032	32.89		-0.50	-28.74	33.03
22	-1.05	1.08	0.00033	32.41	12	-0.55	-27.09	33.03
23	-1.10	1.06	0.00033	31.91		-0.55	-27.09	32.11
24	-1.15	1.05	0.00034	31.40	13	-0.60	-25.49	32.11
25	-1.20	1.03	0.00035	30.89		-0.60	-25.49	31.21
26	-1.25	1.01	0.00035	30.36	14	-0.65	-23.93	31.21
27	-1.30	0.99	0.00036	29.83		-0.65	-23.93	30.31
28	-1.35	0.98	0.00036	29.30	15	-0.70	-22.41	30.31
29	-1.40	0.96	0.00036	28.76		-0.70	-22.41	29.42
30	-1.45	0.94	0.00037	28.21	16	-0.75	-20.94	29.42
31	-1.50	0.92	0.00037	27.66		-0.75	-20.94	28.54
32	-1.55	0.90	0.00037	27.11	17	-0.80	-19.51	28.54
33	-1.60	0.88	0.00037	26.55		-0.80	-19.51	27.67
34	-1.65	0.87	0.00037	25.99	18	-0.85	-18.13	27.67
35	-1.70	0.85	0.00037	25.43		-0.85	-18.13	26.82
36	-1.75	0.83	0.00037	24.87	19	-0.90	-16.79	26.82
37	-1.80	0.81	0.00037	24.31		-0.90	-16.79	25.97
38	-1.85	0.79	0.00037	23.76	20	-0.95	-15.49	25.97
39	-1.90	0.77	0.00037	23.20		-0.95	-15.49	25.14
40	-1.95	0.75	0.00037	22.64	21	-1.00	-14.23	25.14
41	-2.00	0.74	0.00037	22.09		-1.00	-14.23	24.32
42	-2.05	0.72	0.00037	21.54	22	-1.05	-13.02	24.32
43	-2.10	0.70	0.00036	20.99		-1.05	-13.02	23.50
44	-2.15	0.68	0.00036	20.44	23	-1.10	-11.84	23.50
45	-2.20	0.66	0.00036	19.90		-1.10	-11.84	22.71
46	-2.25	0.65	0.00036	19.36	24	-1.15	-10.71	22.71
47	-2.30	0.63	0.00035	18.83		-1.15	-10.71	21.92
48	-2.35	0.61	0.00035	18.30	25	-1.20	-9.61	21.92

**VERIFICA A PRESSOFLESSIONE STR Nmax**

SEZIONE CIRCOLARE	raggio (cm)	25
	copriferro (cm)	5
ARMATURA	diffusa	8 $\phi$ 16
SOLLECITAZIONI	M <sub>Ed</sub> =	48 kNm
	N <sub>Ed</sub> =	-329 kN

**VERIFICA S.L.U (modalità verifica)**

Unita' di misura delle forze:	kN
Unita' di misura delle lunghezze:	m
Tensioni espresse in:	N/mm <sup>2</sup>
Normativa:	NTC-2018
Versione:	17 Gennaio 2018
Tipologia:	Altro
R <sub>ck</sub> :	45.0
f <sub>yk</sub> :	440.0
Tensione di calcolo calcestruzzo a	
pressotensoflessione:	-21.1
Tensione di calcolo acciaio a	
pressotensoflessione:	382.6

**DATI GEOMETRICI, ARMATURE E SOLLECITAZIONI**

Sezione tipo:	Circolare piena	
Diametro:	0.500	
Armatura ripartita		
num. barre	ϕ (mm)	copriferro (cm)
8	16.0	5.0
Sforzo normale N:	-329.000	
Momento flettente:	48.000	

**RISULTATI VERIFICA A PRESSOFLESSIONE**

Indice di resistenza allo s.l.u.:	5.45
Campo di rottura della sezione:	3

Sollecitazioni resistenti	
Sforzo normale:	-1792.400
Momento flettente:	261.500

Distanza asse neutro	
dal bordo compresso:	0.635

	Calcestruzzo		Acciaio	
	Tensioni	deformazioni (%)	Tensioni	deformazioni (%)
bordo superiore:	-14.11	-0.35	-391.30	-0.32
bordo inferiore:	Allungamento	0.31	391.30	0.28

Verifica soddisfatta

### 7.5.3 Verifica a taglio allo SLU STR e SLV

Verifica a taglio di elementi provvisti di armatura a taglio

#### SEZIONE RETTANGOLARE

##### Caratteristiche geometriche sezione

	Descrizione	Valore	u.d.m.
bw	larghezza minima sezione	354	mm
h	altezza totale della sezione	500	mm
d	altezza utile sezione	450	mm

Descrizione materiale					
Calcestruzzo	classe C 35/45	$R_{ck}$ (Mpa)= 45	$f_{ck}$ (Mpa)= 37.35		
Acciaio	FeB44k	$f_{yk}$ (Mpa)= 440	$f_{yd}$ (Mpa)= 382.61		
$\gamma_c$	1.50	$\gamma_m$	1.15	$f_{cd}$ (Mpa)= 21.17	

#### Elementi con armature trasversali resistenti a taglio

Armatura trasversale				
	n° bracci	passo (mm)	$\Phi$ (mm)	$A_{sw}$ (mm <sup>2</sup> )
staffe	2	150	6	56.55

#### Parametri di calcolo

	Descrizione	Valore	u.d.m.
$\Theta$	inclinazione dei puntoni	21.80	°
$\alpha$	angolo inclinazione trasversale	90.00	°
$\alpha_c$	coefficiente maggiorativo	1.00	

SEN<sup>2</sup> $\theta$  0.038503  
SEN $\theta$  0.1962218  
 $\theta$  11.32 °

0.41	6.23	OK
------	------	----

Se la verifica è ok la trave è duttile: rottura lato acciaio

**Se  $\theta < 21.8^\circ$  si ha collasso lato acciaio con le bielle compresse integre.**  
**Sostituire  $\theta = 21.8^\circ$ .**

cot $\alpha$	$\Theta$	V <sub>rsd</sub> [kN]	V <sub>rcd</sub> [kN]	V <sub>sd</sub> [kN]
1	45.00	58.42	758.61	0
1.1	42.27	64.26	755.17	0
1.2	39.81	70.10	746.17	0
1.3	37.57	75.94	733.23	0
1.4	35.54	81.78	717.60	0
1.5	33.69	87.63	700.25	0
1.6	32.01	93.47	681.89	0
1.7	30.47	99.31	663.05	0
1.8	29.05	105.15	644.10	0
1.9	27.76	110.99	625.32	0
2	26.57	116.83	606.89	0
2.1	25.46	122.68	588.94	0
2.2	24.44	128.52	571.55	0
2.3	23.50	134.36	554.78	0
2.4	22.62	140.20	538.66	0
2.5	21.80	146.04	523.18	0

	Ponti metallici sul canale Milano – Cremona – Po Verifica statica e sismica
--	--

**Il collasso si verifica per  $\theta = 21,80^\circ$  ( $\cotan \theta = 2,50$ ) secondo il metodo dell'inclinazione variabile del traliccio.**

**In corrispondenza di tale valore le resistenze lato calcestruzzo e lato acciaio sono le seguenti.**

V <sub>rsd</sub> =	146.05 kN
V <sub>rcd</sub> =	523.15 kN

Si riportano nel seguito i valori massimi delle azioni di taglio in testa ai pali V<sub>Ed</sub> per le combinazioni SLU STR e SLV.

Combinazione	Azione assiale N <sub>Ed</sub> [kN]
SLV	145
STR1	30
STR2	30
STR3	43
STR4	153

#### 7.5.4 Verifica a capacità portante per carichi orizzontali

Secondo quanto indicato dalle NTC 2018 deve essere verificata la seguente disuguaglianza:

$$F_{tRd} \leq R_{tRd}, \text{ dove:}$$

$F_{tRd}$  è il carico orizzontale massimo agente in testa al palo per la combinazione peggiorativa

$R_{tRd}$  è la resistenza di progetto agli SLU del singolo palo

Tale resistenza deve essere calcolata con il seguente procedimento:

$$R_{tRd} = \frac{R_{tRk}}{\gamma_T}, \text{ dove:}$$

$$R_{tRk} = \frac{R_{tRcal}}{\xi} = \text{resistenza caratteristica ai carichi orizzontali}$$

$\gamma_T$  = coefficiente di sicurezza parziale.

I coefficienti di sicurezza parziali da applicare alle resistenze caratteristiche sono forniti dalla tabella 6.4.VI delle NTC 2018:

**Tab. 6.4.VI - Coefficiente parziale  $\gamma_T$  per le verifiche agli stati limite ultimi di pali soggetti a carichi trasversali**

**Coefficiente parziale (R3)**

$$\gamma_T = 1,3$$

$R_{tr,cal}$  rappresenta la resistenza di calcolo del palo ai carichi orizzontali  $H_{lim}$  valutata in accordo alla teoria proposta da Broms (1984).

Le ipotesi assunte da Broms sono le seguenti:

- Terreno omogeneo;
- Comportamento dell'interfaccia palo-terreno di tipo rigido-perfettamente plastico;
- la forma del palo è ininfluyente e l'interazione palo-terreno è determinata solo dalla dimensione caratteristica  $D$  della sezione del palo (il diametro per sezioni circolari, il lato per sezioni quadrate, etc.) misurata normalmente alla direzione del movimento;
- il palo ha comportamento rigido-perfettamente plastico, cioè si considerano trascurabili le deformazioni elastiche del palo.

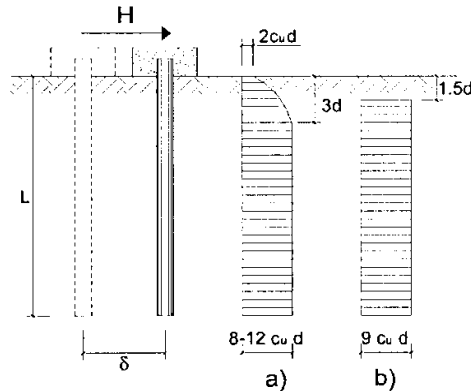
Questa ultima ipotesi comporta che il palo abbia solo moti rigidi finché non si raggiunge il momento di plasticizzazione  $M_y$  del palo. A questo punto si ha la formazione di una cerniera plastica in cui la rotazione continua indefinitamente con momento costante.

In accordo alla condizione di vincolo dei pali nei plinti di fondazione, il palo è considerato impedito di ruotare in testa.

### Terreno a comportamento coesivo

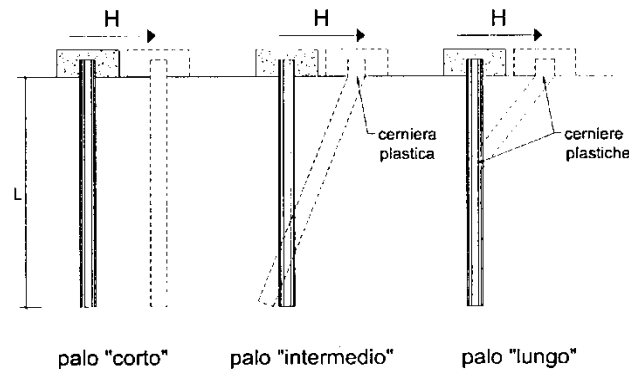
Il diagramma di distribuzione della resistenza  $p$  offerta dal terreno lungo il fusto del palo è quello riportato nella figura seguente (a). Broms adotta al fine delle analisi una distribuzione semplificata (b) con reazione nulla fino a  $1.5 D$  e costante con valore  $9 c_u D$  per profondità maggiori.

Nella figura sottostante è schematizzata la distribuzione di resistenza offerta dal terreno coesivo ai carichi orizzontali per pali impediti di ruotare alla testa.



I meccanismi di rottura del complesso palo-terreno sono condizionati dalla lunghezza del palo, dal momento di plasticizzazione della sezione e dalla resistenza esercitata dal terreno. I possibili meccanismi di rottura sono riportati nella figura seguente e sono solitamente indicati come “palo corto”, “intermedio” e “lungo”.

La figura seguente espone i meccanismi di rottura del complesso palo – terreno per carichi orizzontali a seconda della tipologia di pali.



Facendo ricorso a semplici equazioni di equilibrio ed imponendo la formazione di una cerniera plastica nelle sezioni che raggiungono un momento pari a  $M_y$ , è possibile calcolare il carico limite orizzontale corrispondente ai tre meccanismi di rottura:

$$H_{lim} = 9 \cdot c_u \cdot D^2 \cdot \left( \frac{L}{D} - 1,50 \right) \quad \text{palo corto}$$

$$H_{lim} = -9 \cdot c_u \cdot D^2 \cdot \left( \frac{L}{D} - 1,50 \right) + 9 \cdot c_u \cdot D^2 \cdot \sqrt{2 \cdot \left( \frac{L}{D} \right)^2 + \frac{4}{9} \cdot \frac{M_y}{c_u \cdot D^3} + 4,50} \quad \text{palo intermedio}$$

$$H_{lim} = -13,5 \cdot c_u \cdot D^2 + c_u \cdot D^2 \cdot \sqrt{182,25 \cdot \left( \frac{L}{D} \right)^2 + 36 \cdot \frac{M_y}{c_u \cdot D^3}} \quad \text{palo lungo}$$

Con riferimento ai casi in oggetto, il meccanismo di rottura è sempre quello di palo lungo.

Nel caso di palo scalzato e per il caso di palo lungo, il valore di  $H_{lim}$  si ottiene risolvendo il seguente sistema di equazioni:

$$H_{lim} = 9 \cdot c_u \cdot D \cdot (f - 1,50 \cdot D)$$

$$H_{lim} \cdot (d_s + f) - 4,50 \cdot c_u \cdot D \cdot (f - 1,50 \cdot D)^2 - 2 \cdot M_y = 0$$

essendo:

$f$  = profondità della cerniera plastica dal piano di campagna

$d_s$  = altezza della testa palo rispetto al piano di scalzamento

#### Terreno a comportamento incoerente

Per un terreno incoerente si assume che la resistenza opposta dal terreno alla traslazione del palo vari linearmente con la profondità con legge:

$$p = 3 \cdot k_p \cdot \gamma \cdot Z \cdot D$$

I valori del carico limite corrispondenti ai diversi meccanismi di rottura sono di seguito riportati:

$$H_{lim} = 1,50 \cdot k_p \cdot \gamma \cdot D^3 \cdot \left(\frac{L}{D}\right)^2 \quad \text{palo corto}$$

$$H_{lim} = \frac{1}{2} \cdot k_p \cdot \gamma \cdot D^3 \cdot \left(\frac{L}{D}\right)^2 + \frac{M_y}{L} \quad \text{palo intermedio}$$

$$H_{lim} = k_p \cdot \gamma \cdot D^3 \cdot \sqrt[3]{\left(3,676 \cdot \frac{M_y}{k_p \cdot \gamma \cdot D^4}\right)} \quad \text{palo lungo}$$

Nel caso di palo scalzato e per il caso di palo lungo, il valore di  $H_{lim}$  si ottiene risolvendo il seguente sistema di equazioni:

$$H_{lim} = 1,50 \cdot k_p \cdot \gamma \cdot D \cdot f^2$$

$$f^3 + 1,50 \cdot D \cdot f^2 - \left(\frac{2 \cdot M_y}{\gamma \cdot k_p \cdot D}\right) = 0$$

essendo:

$f$  = profondità dal piano campagna della cerniera plastica.



Si verificano al collasso per carichi orizzontali i pali di fondazione secondo gli approcci definiti dalla normativa; il fattore di correlazione  $\xi_3$  per la determinazione della resistenza caratteristica in funzione del numero di verticali indagate, definito in tabella 6.4.IV della normativa, è assunto pari a 1,70.

Per i parametri del terreno si è fatto riferimento a 2 prove penetrometriche statiche, i cui risultati in termini di resistenza alla punta  $q_c$  (kg/cmq) sono riportati nella relazione A.11/B2.

A partire dalla  $q_c$  (kg/cmq) si è determinato  $N_{SPT}$  mediante la correlazione di Robertson (1983):

$Q_c = 2 N_{SPT}$  per limi e limi sabbiosi

$Q_c = 4 N_{SPT}$  per sabbie e sabbie ghiaiose

Quindi con la relazione di Shioi-Fukuni 1982 valida per sabbie medie e grossolane si è determinato l'angolo di attrito:

$$\varphi' = 0,3 \cdot N_{SPT} + 27$$

Si è assunta la falda a piano campagna.

Nel seguito il calcolo.

**Per le combinazioni SLU STR 4 (frenamento dominante) e SLV l'azione assiale di trazione nel palo è eccessiva e il palo non è in grado di sviluppare una cerniera plastica; la verifica non è soddisfatta.**

Nel seguito si esegue la verifica a presso flessione per le sollecitazioni generate dalla più sfavorevole tra le combinazioni SLU STR1, SLU STR2 e SLU STR3.

Approccio 2: → A1+M1+R3

opera **Pali Pila**

strati terreno	descrizione	quote (m)	$\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	$\gamma'$ (kN/m <sup>3</sup> )	$\phi$ (°)	$k_p$	$c_u$ (kPa)
p.c.=strato 1	Orizzonte 1	0.00	21	19	0	1.00	
<input checked="" type="checkbox"/> strato 2	Orizzonte 2	-8.00	21	19	33	3.39	
<input checked="" type="checkbox"/> strato 3	Orizzonte 3	-12.00	21	19	30	3.00	
<input checked="" type="checkbox"/> strato 4	Orizzonte 4	-17.00	21	19	36	3.85	
<input type="checkbox"/> strato 5						1.00	
<input type="checkbox"/> strato 6						1.00	

Quota falda 0 (m)  
 Diametro del palo D 0.50 (m)  
 Lunghezza del palo L 18.00 (m)  
 Momento di plasticizzazione palo  $M_y$  174.1 (kNm)  
 Step di calcolo 0.01 (m)

☒ palo impedito di ruotare  
☐ palo libero

**Calcolo**  
(ctrl+r)

Palo lungo H = 40.5 (kN)  
 Palo intermedio H = 620.2 (kN)  
 Palo corto H = 4595.0 (kN)

**Hlim = 40.5 (kN) Palo lungo**

$$R_{t,Rd} = \frac{R_{t,Rcal}}{\gamma_T \cdot \xi} = \frac{40.5}{1.3 \cdot 1.7} = 18 \text{ kN}$$

Il taglio sollecitante è superiore al valore del taglio resistente per tutte le combinazioni SLU STR e SLV.

Verifica non soddisfatta.

#### 7.5.5 Riassunto dei risultati delle verifiche

La verifica di capacità portante per carichi verticali dei pali è soddisfatta per la combinazione sismica SLV e per le combinazioni statiche SLU STR1, SLU STR2 e SLU STR3. Tale verifica risulta non soddisfatta per la combinazione statica SLU STR4, con azione di frenamento dominante, la quale massimizza l'azione assiale nei pali di fondazione.

La verifica a presso/tenso flessione è soddisfatta per le combinazioni SLU STR1, SLU STR2 e SLU STR3 ma non è soddisfatta per le combinazioni SLU STR4, con frenamento dominante, e sismica, per le quali le azioni orizzontali longitudinali provocano uno sbilanciamento tale della pila per cui si genera un'azione assiale di trazione nei pali superiore al valore massimo ammissibile dalla sezione.

Le verifiche a taglio si possono dire in generale soddisfatte, tranne che per la combinazione SLU STR4, per cui comunque l'indice di resistenza, anche se inferiore a 1, è molto prossimo all'unità.

La capacità portante per carichi orizzontali non risulta soddisfatta per nessuna delle combinazioni SLU STR e SLV. **Si ritiene comunque che sia necessaria una più approfondita conoscenza del terreno per fornire risultati più attendibili, relativamente a questa ultima verifica.**

## 8. VERIFICA DELLA SPALLA

Nel presente capitolo si riporta la verifica della spalla.

Nel progetto originale le spalle erano state pensate per assorbire le azioni orizzontali longitudinali dovute a frenamento e reazioni parassite dei vincoli, dovute alla dilatazione o alla contrazione dell'impalcato per variazioni termiche. Nel corso di una variante si sono invece disposti sulle spalle appoggi mobili e su una pila appoggi fissi longitudinali.

Le spalle nello stato di fatto devono quindi assorbire i carichi verticali scaricati dalla campata di riva e la spinta del terreno e dei sovraccarichi a tergo del paraghiaia.

La spalla in origine era del tipo "passante", costituita da un cordolo di fondazione di sezione trasversale 1,50x0,65 m e di lunghezza 6,60 m, sul quale poggiano direttamente le 3 travi. Il cordolo di fondazione poggia su due pali  $\phi 50$  cm ad interasse 4,80 m. Sul cordolo è presente un paraghiaia di spessore 15 cm e larghezza 9,00 m; inoltre sempre a sbalzo dal cordolo partono delle "velette" o orecchie o muri andatori di spessore anch'essi 15 cm, lunghezza 3,00 m e altezza variabile da 2,70 m a 0,70 m.

A seguito di una prova di carico non particolarmente soddisfacente si è deciso in seguito di aggiungere 2 pali in ciascuna spalla. Sono stati gettati per ciascuna spalla due cordoli di altezza 1,50 m e larghezza 0,60 m, che collegano il cordolo della spalla originale con un altro cordolo di base, a distanza 2,50 m dal cordolo della spalla di progetto, avente sezione 0,60 x 0,90 mm, sotto il quale sono presenti altri due pali  $\phi 50$  cm.

Ogni cordolo longitudinale è collegato al cordolo della spalla di progetto mediante 4 barre Dywidag  $\phi 32$  mm.

## 8.1 Geometria della spalla e parametri dei pali

### CARATTERISTICHE GEOMETRICHE DELLA SPALLA

Descrizione		X (m)	Y (m)	Z (m)	n	$\gamma$ (kN/mc)	Peso (kN)	dx (m)	bx (m)	M long (kNm)
fondazione	1	3.75	9.00	1.50	1	25	1,266	0.00	1.88	2,373
fondazione a detrarre	1	2.50	7.50	1.50	1	25	-703	0.65	1.90	-1,336
	1	0.50	1.20	1.50	2	25	-45	0.00	0.25	-11
muro frontale	2	0.00	0.00	0.00	1	25	0	0.00	0.00	0
ringrosso muro frontale	2a	0.00	0.00	0.00	1	25	0	0.00	0.00	0
ritegni	3	0.00	0.00	0.00	2	25	0	0.00	0.00	0
paraghiaia	4	0.15	9.00	0.95	1	25	32	0.50	0.58	18
muri laterali	5	3.60	0.15	2.25	2	25	61	0.00	1.80	109
muro di sostegno	8	0.00	0.00	0.00	1	25	0	0.00	0.00	0
terra ai lati dei muri andatori	6	0.00	0.00	0.00	2	18	0	0.00	0.00	0
terra	7	3.10	8.70	1.20	1	18	583	0.65	2.20	1,282
terra	7	3.10	7.50	1.20	1	18	-502	0.65	2.20	-1,105
							691	1,330		

altezza fronte vento ponte scarico (m)

1.35

altezza fronte vento ponte carico (m)

4.20

altezza baggiolo + appoggio (m)

0.50

distanza tra asse appoggi e bordo anteriore fondazione (m)

0.30

distanza tra bordo anteriore fondazione e baricentro dei pali (m)

1.875

### PARAMETRI DEI PALI

diam	area	n°
0.5	0.20	4

### COORDINATE PALI

n.ro palo	y (m)	x (m)	W long	W trasv
1	2.40	1.58	6.30	9.60
2	-2.40	1.58	6.30	-9.60
3	2.40	-1.58	-6.30	9.60
4	-2.40	-1.58	-6.30	-9.60
5				
6				
7				
8				
9				
10				
11				
12				
13				
14				
15				
16				
17				
18				
19				
20				
21				
22				
23				
24				
25				

## 8.2 Azioni trasmesse dall'impalcato

### AZIONI TRASMESSE DALL'IMPALCATO APPLICATE IN CORRISPONDENZA DEGLI APPOGGI

	App. 1	App. 2	App. 3				
	3	0	-3				
<i>peso strutturale</i>	129	126	129				
<i>permanenti</i>	73	54	73				
<i>mezzi centrati</i>	194	633	194				
<i>mezzi eccentrici</i>	575	707	252				
<i>folia centrata</i>	25	6	-2				
<i>folia eccentrica</i>	26	11	26				
<i>frenamento</i>							
<i>attrito</i>							
<i>vento: impalcato scarico</i>							
<i>vento: impalcato carico</i>							
<i>temperatura</i>	0	0	0				
<i>ritiro</i>	0	0	0				
<i>azione centrifuga</i>	0	0	0				
<i>sisma</i>	16	14	16				

#### Azione sismica

H long [kN]	0
H trasv [kN]	0

direzioni long e trasv riferite all'asse dell'impalcato

Attrito / Reazione gommoni a $\Delta T$	
Appoggi gommoni? (s/n)	n
$\alpha$	0.00001
L (da mezzeria impalcato) [cm]	4000
$\Delta T$ [°C]	60
K gommone [kN]/[cm]	15
n appoggi	3.00
H temp [kN]	0
Percentuale attrito	3 %
H attrito [kN]	18

Azione centrifuga	
Ponte in curva ? (s/n)	n
R raggio di curvatura [m]	0
$Q_v = \sum 2Q_{ik}$ [kN]	0

### AZIONI TRASMESSE DALL'IMPALCATO APPLICATE IN CORRISPONDENZA DEGLI APPOGGI

	N (kN)	H long (kN)	H trasv (kN)	M long (kNm)	M trasv (kNm)
<i>peso strutturale</i>	384	0	0	115	0
<i>permanenti</i>	200	0	0	60	0
<i>mezzi centrati</i>	1,021	0	0	306	0
<i>mezzi eccentrici</i>	1,534	0	0	460	969
<i>folia centrata</i>	29	0	0	9	81
<i>folia eccentrica</i>	63	0	0	19	0
<i>frenamento</i>	0	0	0	0	0
<i>attrito</i>	0	18	0	-35	0
<i>vento: impalcato scarico</i>	0	0	13	0	35
<i>vento: impalcato carico</i>	0	0	38	0	156
<i>temperatura</i>	0	0	0	0	0
<i>ritiro</i>	0	0	0	0	0
<i>azione centrifuga</i>	0	0	0	0	0
<i>sisma</i>	46	0	0	0	0

Eccentricità dei carichi verticali (mt) 0.00

Mt	H	Obliquità	°	rad
0	0	0.00	0.00	
0	18			
0	13			
0	38			

momenti longitudinali rispetto al bordo anteriore

Ponti metallici sul canale Milano – Cremona – Po  
Verifica statica e sismica

### 8.3 Parametri sismici, parametri del terreno e azioni trasmesse dal terreno

#### PARAMETRI SISMICI

accelerazione di picco	$\alpha_g/g =$	0.1001
coefficiente orizzontale	$S=S_s \times S_T =$	1.50
coefficiente verticale	$S=S_s \times S_T =$	1.00
	$a_{max} =$	0.150
	$\beta_m =$	1.00
	$K_h =$	0.150
$K_v=0,5 K_h$	$K_v =$	0.075

#### PARAMETRI TERRENO

Peso specifico del terreno:	18.0	kN/m <sup>3</sup>	$\gamma$	
Angolo di attrito terreno rilevato	0.524	rad	$\phi$	30.00 °
Angolo di attrito terreno di base	0.524	rad	$\phi$	30.00 °
Angolo di inclinazione del muro	1.571	rad	$\psi$	90.00 °
Angolo di inclinazione del terreno	0.000	rad	$\beta$	0.00 °
Angolo di resistenza terra-muro	0.349	rad	$\delta$	20.00 °

#### AZIONI TRASMESSE DAL TERRENO

	p (kN/mq)	H long (kN)	M long (kNm)
spinta terreno sismica +statica (WOOD)		389	-377
spinta a riposo	22.05	243	-199
spinta attiva	14.70	162	-132
spinta passiva plinto	0.00	0	0
spinta per sovraccarichi	40.52	301	-150

$K_x = 0.150$        $K_y = 0.150$        $K_v = 0.075$

#### AZIONI INERZIALI SIS. TRASMESSE DALLA SPALLA

	N (kN)	H long (kN)	H trasv (kN)	M long (kNm)	M trasv (kNm)
Sisma +	64	129	129	18	18
Sisma -	-102	-204	-204	-176	-176

Per le spinte inerziali  $\beta_m = 1$

$K_x = 0.150$        $K_y = 0.150$        $K_v = 0.075$

Q1	Q2	R		
600.00	400.00	0.00		
27	7.5	2.5		
sovraccarico sommità		81.04 kN/mq	spinta sommità (a riposo)	40.52 kN/mq
diffusione x		2.75 m		
diffusione y		6.55 m		
sovraccarico base		59.91 kN/mq	spinta base (a riposo)	29.96 kN/mq
Hlong		301.30 kN/mq		
Mlong		150.27		

Ponti metallici sul canale Milano – Cremona – Po  
Verifica statica e sismica

## 8.4 Combinazioni dei carichi

SL	PRINCIPALE	P.p.	Perm.	Attrito	Temperatura		Vento		Accident.		Folla		Frenamento		Centrifuga		Ced. e ritiro	
				$\Psi_1$	$\Psi_1$		$\Psi_1$		$\Psi_1$		$\Psi_1$		$\Psi_1$		$\Psi_1$		$\Psi_1$	
SLUGEO	Vento	1.00	1.30	0.60	1.30	0.60	1.00	<b>1.00</b>	1.30								1.00	1.00
	Gruppo 1 centr.	1.00	1.30	0.60	1.30	0.60	1.00	0.60	1.30	<b>1.00</b>	1.15	<b>0.50</b>	1.15	0.00	1.15	0.00	1.15	1.00
	Gruppo 1 ecc.	1.00	1.30	0.60	1.30	0.60	1.00	0.60	1.30	<b>1.00</b>	1.15	<b>0.50</b>	1.15	0.00	1.15	0.00	1.15	1.00
	Gruppo 2a centr.+	1.00	1.30	0.60	1.30	0.60	1.00	0.60	1.30	0.75	1.15	0.00	1.15	<b>1.00</b>	1.15	0.00	1.15	1.00
	Gruppo 2a ecc.+	1.00	1.30	0.60	1.30	0.60	1.00	0.60	1.30	0.75	1.15	0.00	1.15	<b>1.00</b>	1.15	0.00	1.15	1.00
	Gruppo 2a centr.-	1.00	1.30	-0.60	1.30	0.60	1.00	0.60	1.30	0.75	1.15	0.00	1.15	<b>-1.00</b>	1.15	0.00	1.15	1.00
	Gruppo 2a ecc.-	1.00	1.30	-0.60	1.30	0.60	1.00	0.60	1.30	0.75	1.15	0.00	1.15	<b>-1.00</b>	1.15	0.00	1.15	1.00
	Gruppo 2b centr.	1.00	1.30	0.60	1.30	0.60	1.00	0.60	1.30	0.75	1.15	0.00	1.15	0.00	1.15	1.00	1.15	1.00
	Gruppo 2b ecc.	1.00	1.30	0.60	1.30	0.60	1.00	0.60	1.30	0.75	1.15	0.00	1.15	0.00	1.15	1.00	1.15	1.00
SLUSTR		$\gamma_{G1}$	$\gamma_{G2}$	$\Psi_0$	$\gamma_{G2}$	$\Psi_0$	$\gamma_{G3}$	$\Psi_0$	$\gamma_{G1}$	$\Psi_0$	$\gamma_{G2}$	$\Psi_0$	$\gamma_{G3}$	$\Psi_0$	$\gamma_{G2}$	$\Psi_0$	$\gamma_{G3}$	$\Psi_0$
	Vento	1.35	1.50	0.60	1.50	0.60	1.20	<b>1.00</b>	1.50								1.00	1.20
	Gruppo 1 centr.	1.35	1.50	0.60	1.50	0.60	1.20	0.60	1.50	<b>1.00</b>	1.35	<b>0.50</b>	1.35	0.00	1.35	0.00	1.35	1.00
	Gruppo 1 ecc.	1.35	1.50	0.60	1.50	0.60	1.20	0.60	1.50	<b>1.00</b>	1.35	<b>0.50</b>	1.35	0.00	1.35	0.00	1.35	1.00
	Gruppo 2a centr.+	1.35	1.50	0.60	1.50	0.60	1.20	0.60	1.50	0.75	1.35	0.00	1.35	<b>1.00</b>	1.35	0.00	1.35	1.00
	Gruppo 2a ecc.+	1.35	1.50	0.60	1.50	0.60	1.20	0.60	1.50	0.75	1.35	0.00	1.35	<b>1.00</b>	1.35	0.00	1.35	1.00
	Gruppo 2a centr.-	1.35	1.50	-0.60	1.50	0.60	1.20	0.60	1.50	0.75	1.35	0.00	1.35	<b>-1.00</b>	1.35	0.00	1.35	1.00
	Gruppo 2a ecc.-	1.35	1.50	-0.60	1.50	0.60	1.20	0.60	1.50	0.75	1.35	0.00	1.35	<b>-1.00</b>	1.35	0.00	1.35	1.00
	Gruppo 2b centr.	1.35	1.50	0.60	1.50	0.60	1.20	0.60	1.50	0.75	1.35	0.00	1.35	0.00	1.35	1.00	1.35	1.00
SLE		1.00	1.00	0.60	1.00	0.60	1.00	<b>1.00</b>	1.00								1.00	1.00
	Vento	1.00	1.00	0.60	1.00	0.60	1.00	0.60	1.00	<b>1.00</b>	1.00	<b>0.50</b>	1.00	0.00	1.00	0.00	1.00	1.00
	Gruppo 1 centr.	1.00	1.00	0.60	1.00	0.60	1.00	0.60	1.00	<b>1.00</b>	1.00	<b>0.50</b>	1.00	0.00	1.00	0.00	1.00	1.00
	Gruppo 1 ecc.	1.00	1.00	0.60	1.00	0.60	1.00	0.60	1.00	<b>1.00</b>	1.00	<b>0.50</b>	1.00	0.00	1.00	0.00	1.00	1.00
	Gruppo 2a centr.+	1.00	1.00	0.60	1.00	0.60	1.00	0.60	1.00	0.75	1.00	0.00	1.00	<b>1.00</b>	1.00	0.00	1.00	1.00
	Gruppo 2a ecc.+	1.00	1.00	0.60	1.00	0.60	1.00	0.60	1.00	0.75	1.00	0.00	1.00	<b>1.00</b>	1.00	0.00	1.00	1.00
	Gruppo 2a centr.-	1.00	1.00	-0.60	1.00	0.60	1.00	0.60	1.00	0.75	1.00	0.00	1.00	<b>-1.00</b>	1.00	0.00	1.00	1.00
	Gruppo 2a ecc.-	1.00	1.00	-0.60	1.00	0.60	1.00	0.60	1.00	0.75	1.00	0.00	1.00	<b>-1.00</b>	1.00	0.00	1.00	1.00
	Gruppo 2b centr.	1.00	1.00	0.60	1.00	0.60	1.00	0.60	1.00	0.75	1.00	0.00	1.00	0.00	1.00	1.00	1.00	1.00
SLV		1.00	1.00	0.60	1.00	0.60	1.00	0.60	1.00	0.75	1.00	0.00	1.00	0.00	1.00	1.00	1.00	1.00
		P.p.	Perm.	Attrito						Accident.		Folla						
				$\Psi_0$	$\gamma_{G2}$					$\Psi_2$		$\Psi_2$						
	(Y+Z) schema 1	1.00	1.00	1.00	1.00					0.00	1.00	0.00	1.00					
	perm + sistema X + 0.30 sistema (Y+Z) schema 2	1.00	1.00	1.00	1.00					0.00	1.00	0.00	1.00					



## 8.5 Verifiche di stabilità

### VERIFICHE DI STABILITA'

	<i>N</i> (kN)	<i>M<sub>rib</sub></i> (kNm)	<i>M<sub>stab</sub></i> (kNm)	$\eta$	<i>u</i> (m)	<i>e</i> (m)	SL
Combinazione 1	1,350	-285	1,258	4.41	0.72	1.15	SLU GEO
Combinazione 2	2,540	-458	1,615	3.52	0.46	1.42	
Combinazione 3	3,150	-458	1,798	3.92	0.43	1.45	
Combinazione 4	2,230	-415	1,522	3.67	0.50	1.38	
Combinazione 5	2,673	-415	1,655	3.99	0.46	1.41	
Combinazione 6	2,230	-388	1,549	4.00	0.52	1.35	
Combinazione 7	2,673	-388	1,682	4.34	0.48	1.39	
Combinazione 8	2,230	-415	1,522	3.67	0.50	1.38	
Combinazione 9	2,673	-415	1,655	3.99	0.46	1.41	
Combinazione 10	1,899	-329	1,964	5.96	0.86	1.01	SLU STR
Combinazione 11	3,297	-532	2,384	4.48	0.56	1.31	
Combinazione 12	4,012	-532	2,598	4.88	0.51	1.36	
Combinazione 13	2,933	-481	2,275	4.72	0.61	1.26	
Combinazione 14	3,452	-481	2,430	5.05	0.56	1.31	
Combinazione 15	2,933	-450	2,306	5.13	0.63	1.24	
Combinazione 16	3,452	-450	2,462	5.47	0.58	1.29	
Combinazione 17	2,933	-481	2,275	4.72	0.61	1.26	
Combinazione 18	3,452	-481	2,430	5.05	0.56	1.31	
Comb SLE 1	1,440	-220	1,571	7.16	0.94	0.94	SLE
Comb SLE 2	2,476	-370	1,882	5.09	0.61	1.26	
Comb SLE 3	3,006	-370	2,041	5.52	0.56	1.32	
Comb SLE 4	2,206	-332	1,801	5.42	0.67	1.21	
Comb SLE 5	2,591	-332	1,916	5.77	0.61	1.26	
Comb SLE 6	2,206	-311	1,822	5.85	0.68	1.19	
Comb SLE 7	2,591	-311	1,937	6.22	0.63	1.25	
Comb SLE 8	2,206	-332	1,801	5.42	0.67	1.21	
Comb SLE 9	2,591	-332	1,916	5.77	0.61	1.26	
perm + sisma X +0,30 sisma (Y+Z) schema 1	1,308	-470	1,506	3.20	0.79	1.08	SLV
perm + sisma X +0,30 sisma (Y+Z) schema 2	1,308	-470	1,506	3.20	0.79	1.08	

## 8.6 Azioni sui pali

### AZIONI GLOBALI NORME TECNICHE 2018

	<i>N</i> (kN)	<i>M</i> <sub>long</sub> (kNm)	<i>M</i> <sub>trasv</sub> (kNm)	<i>T</i> (kN)	
Combinazione 1	1,350	1,558	-45	330	SLU GEO
Combinazione 2	2,540	3,606	-75	677	
Combinazione 3	3,150	4,566	993	677	
Combinazione 4	2,230	3,075	-122	590	
Combinazione 5	2,673	3,772	714	590	
Combinazione 6	2,230	3,020	714	563	
Combinazione 7	2,673	3,717	714	563	
Combinazione 8	2,230	3,075	-122	590	
Combinazione 9	2,673	3,772	714	590	
Combinazione 10	1,899	1,926	-52	381	SLU STR
Combinazione 11	3,297	4,330	-86	788	
Combinazione 12	4,012	5,457	1,168	788	
Combinazione 13	2,933	3,706	-140	686	
Combinazione 14	3,452	4,524	841	686	
Combinazione 15	2,933	3,643	841	655	
Combinazione 16	3,452	4,461	841	655	
Combinazione 17	2,933	3,706	-140	686	
Combinazione 18	3,452	4,524	841	686	
Comb SLE 1	1,440	1,349	-35	254	SLE
Comb SLE 2	2,476	3,130	-53	555	
Comb SLE 3	3,006	3,965	876	555	
Comb SLE 4	2,206	2,668	-93	480	
Comb SLE 5	2,591	3,274	633	480	
Comb SLE 6	2,206	2,626	633	459	
Comb SLE 7	2,591	3,231	633	459	
Comb SLE 8	2,206	2,668	-93	480	
Comb SLE 9	2,591	3,274	633	480	
perm + sisma X + 0,30 sisma (Y+Z) schema 1	1,308	988	5	522	SLV
perm + sisma X + 0,30 sisma (Y+Z) schema 2	1,308	988	5	522	

Ponti metallici sul canale Milano – Cremona – Po  
Verifica statica e sismica

AZIONI SUI PALI NORME TECNICHE 2018

	<i>P max</i> (kN)	<i>P min</i> (kN)	<i>T</i> (kN)	<i>P 1</i> (kN)	<i>P 2</i> (kN)	<i>P 3</i> (kN)	<i>P 4</i> (kN)
SLU GEO	589	85	82.53	580	589	85	95
	1,215	55	169.21	1,200	1,215	55	70
	1,616	-41	169.21	1,616	1,409	166	-41
	1,058	57	147.58	1,033	1,058	57	82
	1,341	-5	147.58	1,341	1,192	144	-5
	1,111	4	140.75	1,111	963	153	4
	1,333	4	140.75	1,333	1,184	153	4
	1,058	57	147.58	1,033	1,058	57	82
	1,341	-5	147.58	1,341	1,192	144	-5
SLU STR	786	164	95.23	775	786	164	175
	1,520	128	196.98	1,503	1,520	128	146
	1,991	15	196.98	1,991	1,748	259	15
	1,336	130	171.58	1,307	1,336	130	160
	1,669	57	171.58	1,669	1,494	233	57
	1,399	67	163.71	1,399	1,224	243	67
	1,659	67	163.71	1,659	1,484	243	67
	1,336	130	171.58	1,307	1,336	130	160
	1,669	57	171.58	1,669	1,494	233	57
SLE	578	142	63.49	571	578	142	150
	1,121	117	138.84	1,110	1,121	117	128
	1,472	31	138.84	1,472	1,290	213	31
	985	118	120.03	965	985	118	138
	1,233	62	120.03	1,233	1,101	194	62
	1,034	69	114.78	1,034	902	201	69
	1,227	69	114.78	1,227	1,095	201	69
	985	118	120.03	965	985	118	138
	1,233	62	120.03	1,233	1,101	194	62
SLV	484	170	130.61	484	483	171	170
	484	170	130.61	484	483	171	170

	Ponti metallici sul canale Milano – Cremona – Po Verifica statica e sismica
--	--

## 8.7 Verifiche dei pali

### 8.7.1 Verifica della capacità portante per carichi verticali

La capacità portante dei pali è stata calcolata al paragrafo 7.5.1 della presente relazione di calcolo per i pali della pila e si ritiene valida anche per i pali della spalla.

Il valore della capacità portante per carichi verticali è:

$$N_{Rd} = 2.250 \text{ kN}$$

Si riportano nel seguito i valori massimi delle azioni assiali in testa ai pali  $N_{Ed}$  per le combinazioni SLU STR e SLV.

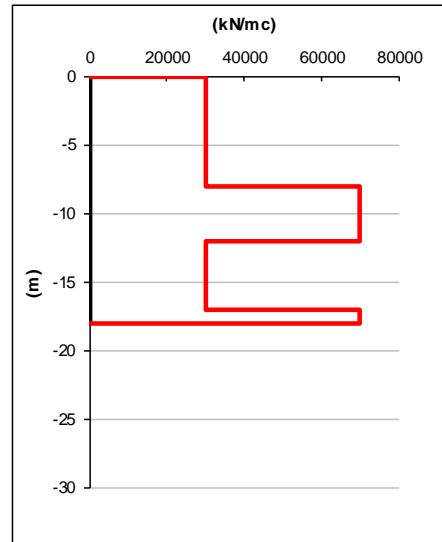
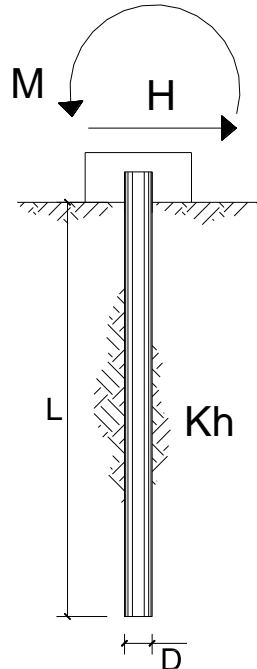
Combinazione	Azione assiale $N_{Ed}$ [kN]
SLV	484
STR	1.991

La verifica è soddisfatta.

### 8.7.2 Verifica a presso/tenso flessione allo SLU STR e SLV

I valori delle azioni assiali e dei tagli in testa ai pali nelle combinazioni SLU STR e SLV sono reperibili al paragrafo 8.6 della presente relazione di calcolo.

La verifica dei pali circolari in calcestruzzo armato di diametro 500 mm viene effettuata per la combinazione SLU STR.



strati terreno	descrizione	quote (m)	$k_h$ (kN/m <sup>3</sup> )	$n_h$ (kN/m <sup>3</sup> )
p.c.=strato 1	Orizzonte 1	0.00	30000	0
<input checked="" type="checkbox"/> strato 2	Orizzonte 2	-8.00	70000	0
<input checked="" type="checkbox"/> strato 3	Orizzonte 3	-12.00	30000	0
<input checked="" type="checkbox"/> strato 4	Orizzonte 4	-17.00	70000	0
<input type="checkbox"/> strato 5				
<input type="checkbox"/> strato 6				

Diametro del palo 0.5 (m)

J palo 0.00307 (m<sup>4</sup>)

Lunghezza del palo 18 (m)

Forza orizzontale in testa 197 (kN)

Momento in testa 0 (kNm)

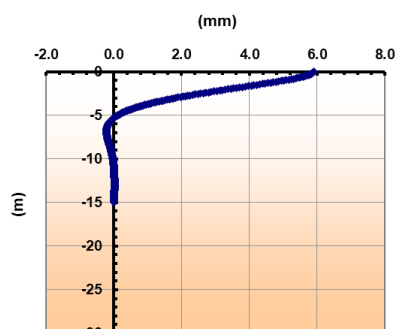
E cls 30000 (Mpa)

dimensione elementi 0.05 (m)

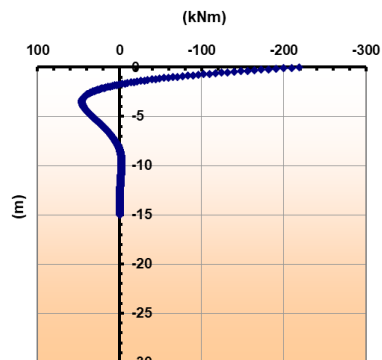
- ☒ palo impedito di ruotare
- ☐ palo impedito di traslare
- ☐ palo libero

**Calcolo**  
(ctrl+r)

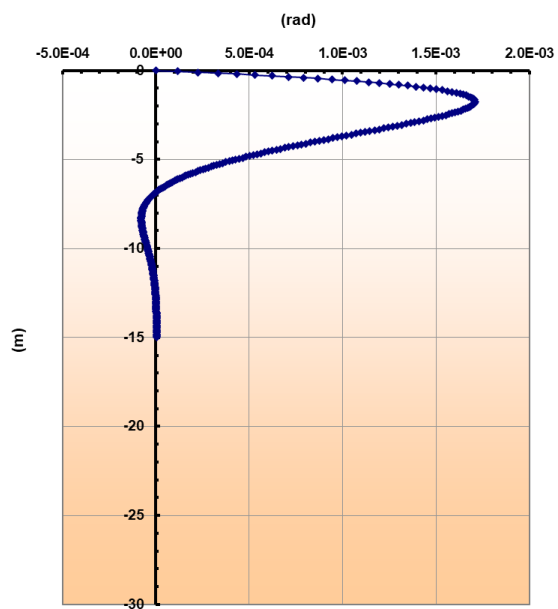
**Spostamenti**



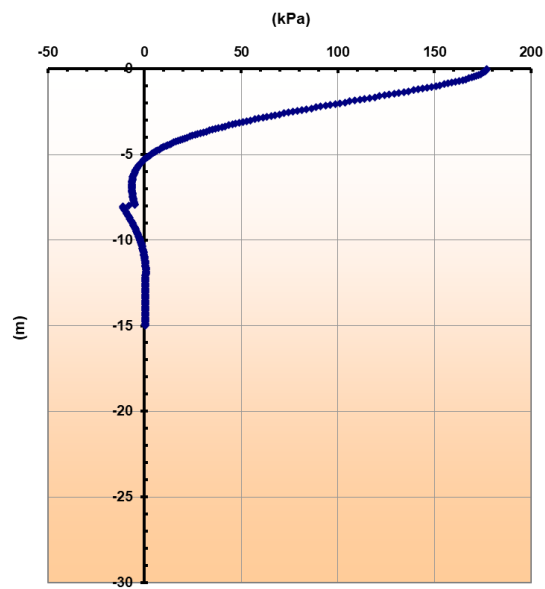
**Momento**



**Rotazioni**



**Pressioni**



Ponti metallici sul canale Milano – Cremona – Po  
Verifica statica e sismica

Spostamenti, Rotazioni, Pressione					Sollecitazioni			
nodo	z	y(z)	$\alpha(z)$	p(z)	nodo	z	M(z)	T(z)
	quota (m)	(mm)	(rad)	(kPa)		quota (m)	(kNm)	(kN)
1	0.00	5.90	0.00000	176.92	1	0.00	-219.22	194.79
2	-0.05	5.89	0.00012	176.83	2	-0.05	-209.48	194.79
3	-0.10	5.89	0.00023	176.57		-0.05	-209.48	190.37
4	-0.15	5.87	0.00033	176.15	3	-0.10	-199.96	190.37
5	-0.20	5.85	0.00043	175.57		-0.10	-199.96	185.95
6	-0.25	5.83	0.00053	174.85	4	-0.15	-190.66	185.95
7	-0.30	5.80	0.00062	173.98		-0.15	-190.66	181.55
8	-0.35	5.77	0.00071	172.98	5	-0.20	-181.59	181.55
9	-0.40	5.73	0.00079	171.86		-0.20	-181.59	177.16
10	-0.45	5.69	0.00087	170.61	6	-0.25	-172.73	177.16
11	-0.50	5.64	0.00094	169.25		-0.25	-172.73	172.79
12	-0.55	5.59	0.00101	167.78	7	-0.30	-164.09	172.79
13	-0.60	5.54	0.00108	166.21		-0.30	-164.09	168.44
14	-0.65	5.48	0.00114	164.55	8	-0.35	-155.67	168.44
15	-0.70	5.43	0.00120	162.80		-0.35	-155.67	164.11
16	-0.75	5.37	0.00125	160.96	9	-0.40	-147.46	164.11
17	-0.80	5.30	0.00130	159.04		-0.40	-147.46	159.82
18	-0.85	5.24	0.00135	157.06	10	-0.45	-139.47	159.82
19	-0.90	5.17	0.00139	155.00		-0.45	-139.47	155.55
20	-0.95	5.10	0.00143	152.88	11	-0.50	-131.69	155.55
21	-1.00	5.02	0.00147	150.70		-0.50	-131.69	151.32
22	-1.05	4.95	0.00150	148.48	12	-0.55	-124.13	151.32
23	-1.10	4.87	0.00153	146.20		-0.55	-124.13	147.13
24	-1.15	4.80	0.00156	143.87	13	-0.60	-116.77	147.13
25	-1.20	4.72	0.00159	141.51		-0.60	-116.77	142.97
26	-1.25	4.64	0.00161	139.11	14	-0.65	-109.62	142.97
27	-1.30	4.56	0.00163	136.68		-0.65	-109.62	138.86
28	-1.35	4.47	0.00165	134.22	15	-0.70	-102.68	138.86
29	-1.40	4.39	0.00166	131.74		-0.70	-102.68	134.79
30	-1.45	4.31	0.00168	129.24	16	-0.75	-95.94	134.79
31	-1.50	4.22	0.00169	126.72		-0.75	-95.94	130.76
32	-1.55	4.14	0.00169	124.18	17	-0.80	-89.40	130.76
33	-1.60	4.05	0.00170	121.63		-0.80	-89.40	126.79
34	-1.65	3.97	0.00171	119.08	18	-0.85	-83.06	126.79
35	-1.70	3.88	0.00171	116.52		-0.85	-83.06	122.86
36	-1.75	3.80	0.00171	113.96	19	-0.90	-76.92	122.86
37	-1.80	3.71	0.00171	111.39		-0.90	-76.92	118.99
38	-1.85	3.63	0.00171	108.83	20	-0.95	-70.97	118.99
39	-1.90	3.54	0.00170	106.28		-0.95	-70.97	115.16
40	-1.95	3.46	0.00170	103.73	21	-1.00	-65.21	115.16
41	-2.00	3.37	0.00169	101.19		-1.00	-65.21	111.40
42	-2.05	3.29	0.00168	98.67	22	-1.05	-59.64	111.40
43	-2.10	3.21	0.00167	96.15		-1.05	-59.64	107.69
44	-2.15	3.12	0.00166	93.66	23	-1.10	-54.26	107.69
45	-2.20	3.04	0.00165	91.18		-1.10	-54.26	104.03
46	-2.25	2.96	0.00163	88.72	24	-1.15	-49.05	104.03
47	-2.30	2.88	0.00162	86.28		-1.15	-49.05	100.43
48	-2.35	2.80	0.00160	83.86	25	-1.20	-44.03	100.43

## VERIFICA A PRESSOFLESSIONE STR Nmax

SEZIONE CIRCOLARE	raggio (cm)	25
	copriferro (cm)	5
ARMATURA	diffusa	8 $\phi$ 20
SOLLECITAZIONI	M <sub>Ed</sub> =	220 kNm
	N <sub>Ed</sub> =	-15 kN

## VERIFICA S.L.U (modalità verifica)

Unita' di misura delle forze:	kN
Unita' di misura delle lunghezze:	m
Tensioni espresse in:	N/mm <sup>2</sup>
Normativa:	NTC-2018
Versione:	17 Gennaio 2018
Tipologia:	Altro
Rck:	45.0
fyk:	440.0
Tensione di calcolo calcestruzzo a	
pressotensoflessione:	-21.1
Tensione di calcolo acciaio a	
pressotensoflessione:	382.6

## DATI GEOMETRICI, ARMATURE E SOLLECITAZIONI

Sezione tipo:	Circolare piena	
Diametro:	0.500	
Armatura ripartita		
num. barre	$\phi$ (mm)	copriferro (cm)
8	16.0	5.0
Sforzo normale N:	-15.000	
Momento flettente:	220.000	

## RISULTATI VERIFICA A PRESSOFLESSIONE

Indice di resistenza allo s.l.u.:	0.84
Campo di rottura della sezione:	3
Sollecitazioni resistenti	
Sforzo normale:	-12.600
Momento flettente:	184.300
Distanza asse neutro	
dal bordo compresso:	0.635

	Calcestruzzo		Acciaio	
	Tensioni	deformazioni (%)	Tensioni	deformazioni (%)
bordo superiore:	-14.11	-0.35	-391.30	-0.32
bordo inferiore:	Allungamento	0.31	391.30	0.28

Verifica non soddisfatta



### 8.7.3 Verifica a taglio allo SLU STR e SLV

Verifica a taglio di elementi provvisti di armatura a taglio

#### SEZIONE RETTANGOLARE

##### Caratteristiche geometriche sezione

	Descrizione	Valore	u.d.m.
bw	larghezza minima sezione	354	mm
h	altezza totale della sezione	500	mm
d	altezza utile sezione	450	mm

Descrizione materiale					
Calcestruzzo	classe C 35/45	$R_{ck}$ (Mpa)= 45	$f_{ck}$ (Mpa)= 37.35		
Acciaio	FeB44k	$f_{yk}$ (Mpa)= 440	$f_{yd}$ (Mpa)= 382.61		
$\gamma_c$	1.50	$\gamma_m$	1.15	$f_{cd}$ (Mpa)= 21.17	

#### Elementi con armature trasversali resistenti a taglio

Armatura trasversale				
	n° bracci	passo (mm)	$\Phi$ (mm)	$A_{sw}$ (mm <sup>2</sup> )
staffe	2	150	6	56.55

#### Parametri di calcolo

	Descrizione	Valore	u.d.m.
$\Theta$	inclinazione dei puntoni	21.80	°
$\alpha$	angolo inclinazione trasversale	90.00	°
$\alpha_c$	coefficiente maggiorativo	1.00	

SEN<sup>2</sup> $\theta$  0.038503  
SEN $\theta$  0.1962218  
 $\theta$  11.32 °

0.41	6.23	OK
------	------	----

Se la verifica è ok la trave è duttile: rottura lato acciaio

**Se  $\theta < 21.8^\circ$  si ha collasso lato acciaio con le bielle compresse integre.**  
**Sostituire  $\theta = 21.8^\circ$ .**

cot $\alpha$	$\Theta$	V <sub>rsd</sub> [kN]	V <sub>rzd</sub> [kN]	V <sub>sd</sub> [kN]
1	45.00	58.42	758.61	0
1.1	42.27	64.26	755.17	0
1.2	39.81	70.10	746.17	0
1.3	37.57	75.94	733.23	0
1.4	35.54	81.78	717.60	0
1.5	33.69	87.63	700.25	0
1.6	32.01	93.47	681.89	0
1.7	30.47	99.31	663.05	0
1.8	29.05	105.15	644.10	0
1.9	27.76	110.99	625.32	0
2	26.57	116.83	606.89	0
2.1	25.46	122.68	588.94	0
2.2	24.44	128.52	571.55	0
2.3	23.50	134.36	554.78	0
2.4	22.62	140.20	538.66	0
2.5	21.80	146.04	523.18	0

	Ponti metallici sul canale Milano – Cremona – Po Verifica statica e sismica
--	--

**Il collasso si verifica per  $\theta = 21,80^\circ$  ( $\cotan \theta = 2,50$ ) secondo il metodo dell'inclinazione variabile del traliccio.**

**In corrispondenza di tale valore le resistenze lato calcestruzzo e lato acciaio sono le seguenti.**

V <sub>rsd</sub> =	146.05 kN
V <sub>rcd</sub> =	523.15 kN

Si riportano nel seguito i valori massimi delle azioni di taglio in testa ai pali V<sub>Ed</sub> per le combinazioni SLU STR e SLV.

Combinazione	Azione assiale N <sub>Ed</sub> [kN]
SLV	131
STR	197

#### 8.7.4 Verifica a capacità portante per carichi orizzontali

Secondo quanto indicato dalle NTC 2018 deve essere verificata la seguente disuguaglianza:

$$F_{tRd} \leq R_{tRd}, \text{ dove:}$$

$F_{tRd}$  è il carico orizzontale massimo agente in testa al palo per la combinazione peggiorativa

$R_{tRd}$  è la resistenza di progetto agli SLU del singolo palo

Tale resistenza deve essere calcolata con il seguente procedimento:

$$R_{tRd} = \frac{R_{tRk}}{\gamma_T}, \text{ dove:}$$

$$R_{tRk} = \frac{R_{tRcal}}{\xi} = \text{resistenza caratteristica ai carichi orizzontali}$$

$\gamma_T$  = coefficiente di sicurezza parziale.

I coefficienti di sicurezza parziali da applicare alle resistenze caratteristiche sono forniti dalla tabella 6.4.VI delle NTC 2018:

**Tab. 6.4.VI - Coefficiente parziale  $\gamma_T$  per le verifiche agli stati limite ultimi di pali soggetti a carichi trasversali**

**Coefficiente parziale (R3)**

$$\gamma_T = 1,3$$

$R_{tr,cal}$  rappresenta la resistenza di calcolo del palo ai carichi orizzontali  $H_{lim}$  valutata in accordo alla teoria proposta da Broms (1984).

Le ipotesi assunte da Broms sono le seguenti:

- Terreno omogeneo;
- Comportamento dell'interfaccia palo-terreno di tipo rigido-perfettamente plastico;
- la forma del palo è ininfluyente e l'interazione palo-terreno è determinata solo dalla dimensione caratteristica  $D$  della sezione del palo (il diametro per sezioni circolari, il lato per sezioni quadrate, etc.) misurata normalmente alla direzione del movimento;
- il palo ha comportamento rigido-perfettamente plastico, cioè si considerano trascurabili le deformazioni elastiche del palo.

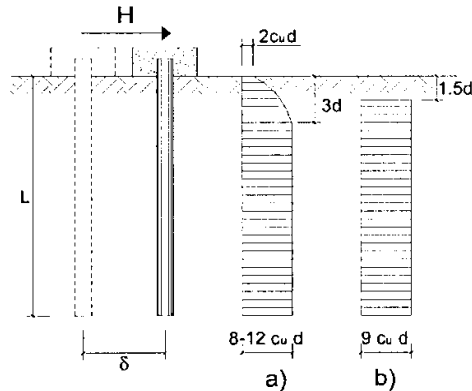
Questa ultima ipotesi comporta che il palo abbia solo moti rigidi finché non si raggiunge il momento di plasticizzazione  $M_y$  del palo. A questo punto si ha la formazione di una cerniera plastica in cui la rotazione continua indefinitamente con momento costante.

In accordo alla condizione di vincolo dei pali nei plinti di fondazione, il palo è considerato impedito di ruotare in testa.

### Terreno a comportamento coesivo

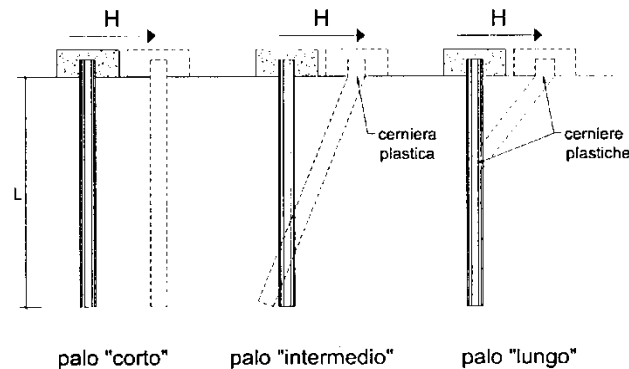
Il diagramma di distribuzione della resistenza  $p$  offerta dal terreno lungo il fusto del palo è quello riportato nella figura seguente (a). Broms adotta al fine delle analisi una distribuzione semplificata (b) con reazione nulla fino a  $1.5 D$  e costante con valore  $9 c_u D$  per profondità maggiori.

Nella figura sottostante è schematizzata la distribuzione di resistenza offerta dal terreno coesivo ai carichi orizzontali per pali impediti di ruotare alla testa.



I meccanismi di rottura del complesso palo-terreno sono condizionati dalla lunghezza del palo, dal momento di plasticizzazione della sezione e dalla resistenza esercitata dal terreno. I possibili meccanismi di rottura sono riportati nella figura seguente e sono solitamente indicati come “palo corto”, “intermedio” e “lungo”.

La figura seguente espone i meccanismi di rottura del complesso palo – terreno per carichi orizzontali a seconda della tipologia di pali.



Facendo ricorso a semplici equazioni di equilibrio ed imponendo la formazione di una cerniera plastica nelle sezioni che raggiungono un momento pari a  $M_y$ , è possibile calcolare il carico limite orizzontale corrispondente ai tre meccanismi di rottura:

$$H_{lim} = 9 \cdot c_u \cdot D^2 \cdot \left( \frac{L}{D} - 1,50 \right) \quad \text{palo corto}$$

$$H_{lim} = -9 \cdot c_u \cdot D^2 \cdot \left( \frac{L}{D} - 1,50 \right) + 9 \cdot c_u \cdot D^2 \cdot \sqrt{2 \cdot \left( \frac{L}{D} \right)^2 + \frac{4}{9} \cdot \frac{M_y}{c_u \cdot D^3} + 4,50} \quad \text{palo intermedio}$$

$$H_{lim} = -13,5 \cdot c_u \cdot D^2 + c_u \cdot D^2 \cdot \sqrt{182,25 \cdot \left( \frac{L}{D} \right)^2 + 36 \cdot \frac{M_y}{c_u \cdot D^3}} \quad \text{palo lungo}$$

Con riferimento ai casi in oggetto, il meccanismo di rottura è sempre quello di palo lungo.

Nel caso di palo scalzato e per il caso di palo lungo, il valore di  $H_{lim}$  si ottiene risolvendo il seguente sistema di equazioni:

$$H_{lim} = 9 \cdot c_u \cdot D \cdot (f - 1,50 \cdot D)$$

$$H_{lim} \cdot (d_s + f) - 4,50 \cdot c_u \cdot D \cdot (f - 1,50 \cdot D)^2 - 2 \cdot M_y = 0$$

essendo:

$f$  = profondità della cerniera plastica dal piano di campagna

$d_s$  = altezza della testa palo rispetto al piano di scalzamento

#### Terreno a comportamento incoerente

Per un terreno incoerente si assume che la resistenza opposta dal terreno alla traslazione del palo vari linearmente con la profondità con legge:

$$p = 3 \cdot k_p \cdot \gamma \cdot Z \cdot D$$

I valori del carico limite corrispondenti ai diversi meccanismi di rottura sono di seguito riportati:

$$H_{lim} = 1,50 \cdot k_p \cdot \gamma \cdot D^3 \cdot \left(\frac{L}{D}\right)^2 \quad \text{palo corto}$$

$$H_{lim} = \frac{1}{2} \cdot k_p \cdot \gamma \cdot D^3 \cdot \left(\frac{L}{D}\right)^2 + \frac{M_y}{L} \quad \text{palo intermedio}$$

$$H_{lim} = k_p \cdot \gamma \cdot D^3 \cdot \sqrt[3]{\left(3,676 \cdot \frac{M_y}{k_p \cdot \gamma \cdot D^4}\right)} \quad \text{palo lungo}$$

Nel caso di palo scalzato e per il caso di palo lungo, il valore di  $H_{lim}$  si ottiene risolvendo il seguente sistema di equazioni:

$$H_{lim} = 1,50 \cdot k_p \cdot \gamma \cdot D \cdot f^2$$

$$f^3 + 1,50 \cdot D \cdot f^2 - \left(\frac{2 \cdot M_y}{\gamma \cdot k_p \cdot D}\right) = 0$$

essendo:

$f$  = profondità dal piano campagna della cerniera plastica.

	<p>Ponti metallici sul canale Milano – Cremona – Po</p> <p>Verifica statica e sismica</p>
--	---

Si verificano al collasso per carichi orizzontali i pali di fondazione secondo gli approcci definiti dalla normativa; il fattore di correlazione  $\xi_3$  per la determinazione della resistenza caratteristica in funzione del numero di verticali indagate, definito in tabella 6.4.IV della normativa, è assunto pari a 1,70.

Per i parametri del terreno si è fatto riferimento a 2 prove penetrometriche statiche, i cui risultati in termini di resistenza alla punta  $q_c$  (kg/cmq) sono riportati nella relazione A.11/B2.

A partire dalla  $q_c$  (kg/cmq) si è determinato  $N_{SPT}$  mediante la correlazione di Robertson (1983):

$Q_c = 2 N_{SPT}$  per limi e limi sabbiosi

$Q_c = 4 N_{SPT}$  per sabbie e sabbie ghiaiose

Quindi con la relazione di Shioi-Fukuni 1982 valida per sabbie medie e grossolane si è determinato l'angolo di attrito:

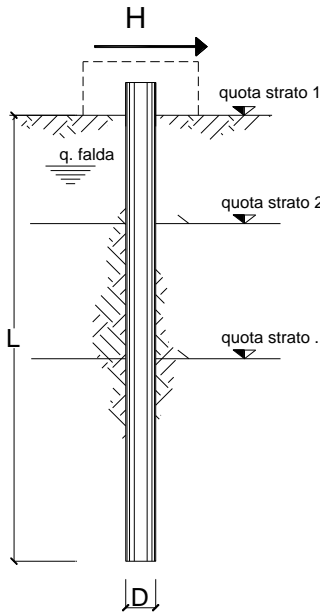
$$\varphi' = 0,3 \cdot N_{SPT} + 27$$

Si è assunta la falda a piano campagna.

Nel seguito il calcolo.

Approccio 2: → A1+M1+R3

opera **Pali Pila**



strati terreno	descrizione	quote (m)	$\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	$\gamma'$ (kN/m <sup>3</sup> )	$\phi$ (°)	$k_p$	$c_u$ (kPa)
p.c.=strato 1	Orizzonte 1	0.00	21	19	0	1.00	
<input checked="" type="checkbox"/> strato 2	Orizzonte 2	-8.00	21	19	33	3.39	
<input checked="" type="checkbox"/> strato 3	Orizzonte 3	-12.00	21	19	30	3.00	
<input checked="" type="checkbox"/> strato 4	Orizzonte 4	-17.00	21	19	36	3.85	
<input type="checkbox"/> strato 5						1.00	
<input type="checkbox"/> strato 6						1.00	

Quota falda 0 (m)

Diametro del palo D 0.50 (m)

Lunghezza del palo L 18.00 (m)

Momento di plasticizzazione palo  $M_y$  181 (kNm)

Step di calcolo 0.01 (m)

- ☒ palo impedito di ruotare  
☐ palo libero

**Calcolo**  
(ctrl+r)

Palo lungo H = 42.3 (kN)

Palo intermedio H = 620.2 (kN)

Palo corto H = 4595.0 (kN)

**Hlim = 42.3 (kN)**

**Palo lungo**

$$R_{t,Rd} = \frac{R_{t,Rcal}}{\gamma_T \cdot \xi} = \frac{42.3}{1.3 \cdot 1.7} = 19 \text{ kN}$$

Il taglio sollecitante è superiore al valore del taglio resistente per tutte le combinazioni SLU STR e SLV.

Verifica non soddisfatta.

	<p>Ponti metallici sul canale Milano – Cremona – Po</p> <p>Verifica statica e sismica</p>
--	---

#### 8.7.5 Riassunto dei risultati delle verifiche

La verifica di capacità portante per carichi verticali dei pali è soddisfatta per la combinazione sismica SLV e per le combinazioni statiche SLU STR, le quali massimizzano l'azione assiale nei pali di fondazione.

La verifica a presso/tenso flessione non è soddisfatta né per le combinazioni SLU STR né per la combinazione sismica SLV.

La verifica a taglio si è soddisfatta pper la combinazione sismica SLV ma non per la combinazione SLU STR.

La capacità portante per carichi orizzontali non risulta soddisfatta per nessuna delle combinazioni SLU STR e SLV. **Si ritiene comunque che sia necessaria una più approfondita conoscenza del terreno per fornire risultati più attendibili, relativamente a questa ultima verifica.**

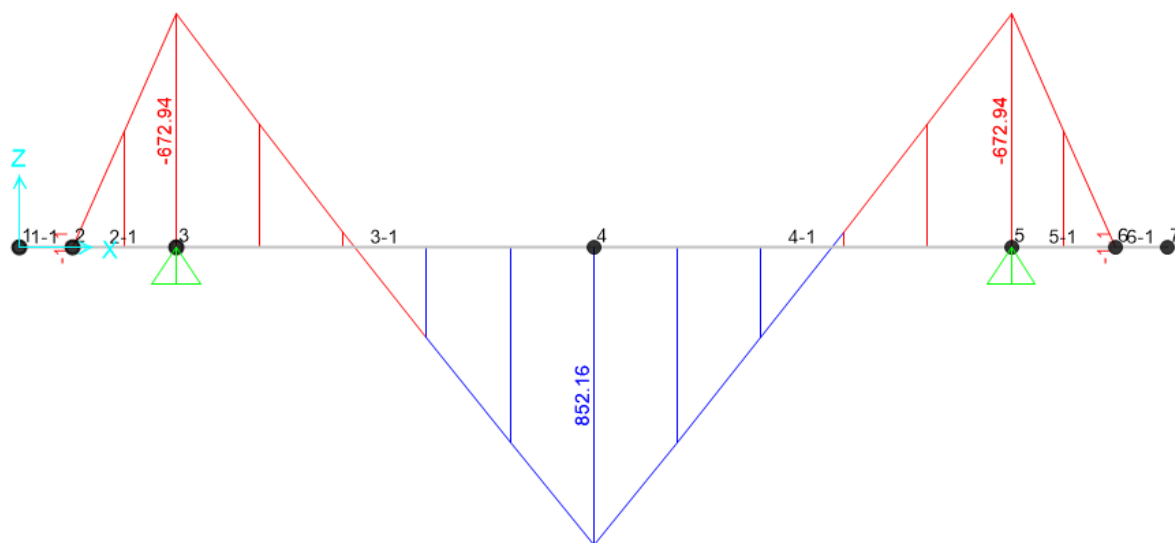


## 8.8 Verifica del cordolo di fondazione

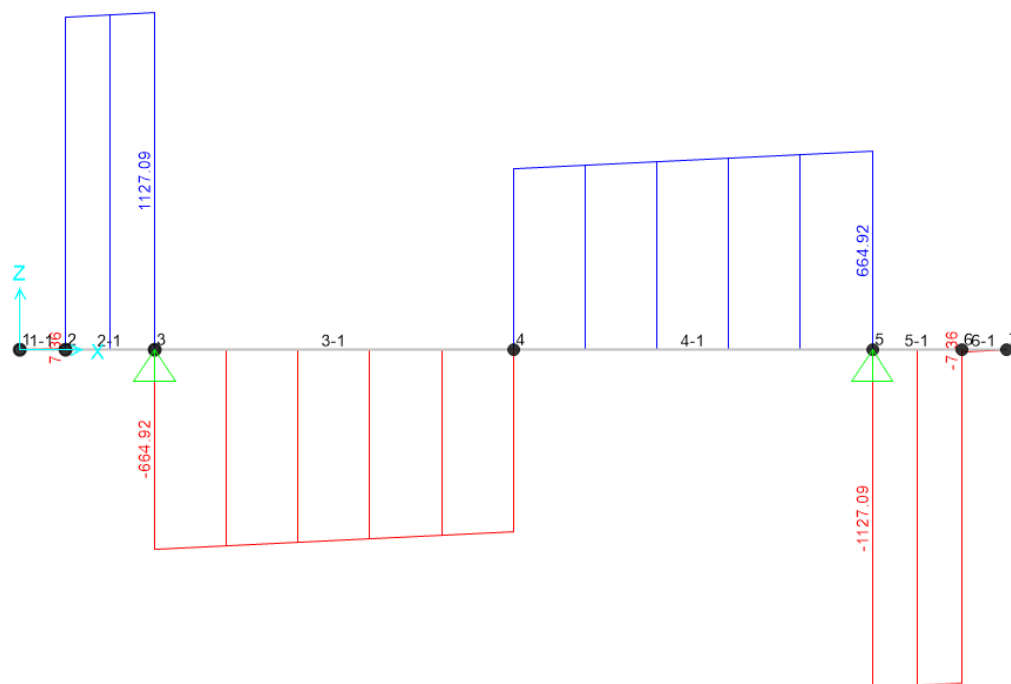
### 8.8.1 Determinazione delle sollecitazioni

Le sollecitazioni vengono determinate mediante il programma di calcolo SAP 2000, con un modello locale in cui il cordolo di fondazione è rappresentato da uno schema di trave continua su due appoggi.

Si considerano come carichi esterni le reazioni agli appoggi nella combinazione SLU STR che massimizza la reazione agli appoggi della trave centrale. Si considera inoltre il peso proprio del cordolo di base e del paraghiaia.



**Figura 22** – Momento flettente allo SLU STR



**Figura 23** – Azione tagliante allo SLU STR

## 8.8.2 Verifica a flessione allo SLU

### VERIFICA S.L.U (modalità progetto)

Unita' di misura delle forze: kN  
 Unita' di misura delle lunghezze: m  
 Tensioni espresse in: N/mm<sup>2</sup>  
 Normativa: NTC-2018  
 Tipologia: Altro  
 Rck: 45.0  
 fyk: 440.0  
 Tensione di calcolo calcestruzzo a  
 pressotensoflessione: -21.1  
 Tensione di calcolo acciaio a  
 pressotensoflessione: 382.6

### DATI GEOMETRICI, ARMATURE E SOLLECITAZIONI

Sezione tipo: Rettangolare piena  
 Base: 0.650  
 Altezza: 0.900

#### Armature superiori

num. barre	$\phi$ (mm)	copriferro (cm)
6	24.0	5.0

#### Armature inferiori

num. barre	$\phi$ (mm)	copriferro (cm)
12	24.0	5.0

Momento flettente: 852.000

### RISULTATI VERIFICA A FLESSIONE

Indice di resistenza allo s.l.u.  
 ridotto per limitazione Sforzo Normale massimo  
 a compressione centrata: 1.96  
 Campo di rottura della sezione: 2

#### Sollecitazioni resistenti

Sforzo normale: -0.164  
 Momento flettente: 1680.854

Distanza asse neutro  
 dal bordo compresso: 0.170

	Calcestruzzo		Acciaio	
	Tensioni	deformazioni (%)	Tensioni	deformazioni (%)
bordo superiore:	-14.11	-0.25	-362.48	-0.18
bordo inferiore:	Allungamento	1.07	391.30	1.00

Verifica soddisfatta

### 8.8.3 Verifica a taglio allo SLU

#### Sezione

#### Rettangolare

Altezza	90 cm
Larghezza	65 cm

#### Materiali

Calcestruzzo	C35/45 (LC3)
Acciaio	FeB44k (LC3)

#### Armatura longitudinale

Superiore	6 $\phi$ 24
Inferiore	12 $\phi$ 24

#### Armatura trasversale

*I ferri piegati vengono considerati nella verifica indicata al 4.1.2.3.5.2 del DM 17/01/2018.*

*Si calcola la proiezione del ferro piegato lungo la direzione di inclinazione delle staffe e si divide per il rapporto tra passo dei ferri piegati e passo delle staffe. In tal modo si ottiene un'area equivalente di ferri piegati, inclinati dello stesso angolo di inclinazione  $\alpha$  delle staffe e con il medesimo passo  $s$  delle staffe. Si ottiene l'area totale a taglio dalla somma delle staffe e dei ferri piegati equivalenti.*

Staffe	$2\phi 8/20'' = 100 \text{ mmq}/20''$
Ferri piegati	$3\phi 24/80'' = 531/\sqrt{2}/4 = 240 \text{ mmq}/20''$
Area a taglio	$340 \text{ mmq}/20''$

Non è rispettato quanto indicato al 4.1.6.1.1 del DM 17/01/2018, secondo cui almeno il 50% dell'armatura necessaria per il taglio deve essere costituita da staffe.

	Ponti metallici sul canale Milano – Cremona – Po
	Verifica statica e sismica

Verifica a taglio di elementi privi di armatura a taglio

### **SEZIONE RETTANGOLARE**

#### **Caratteristiche geometriche sezione**

	Descrizione	Valore	u.d.m.
bw	larghezza minima sezione	650	mm
h	altezza totale della sezione	900	mm
d	altezza utile sezione	850	mm

Descrizione materiale			
Calcestruzzo	classe C 35/45	$R_{ck}(\text{Mpa}) = 45$	$f_{ck}(\text{Mpa}) = 37.35$
Acciaio	FeB44k	$f_{yk}(\text{Mpa}) = 440$	$f_{yd}(\text{Mpa}) = 382.61$
$\gamma_c$	1.50	$\gamma_m$	1.15
			$f_{cd}(\text{Mpa}) = 21.17$

Armatura longitudinale				
barre	n°	$\Phi$ (mm)	Asl (mm <sup>2</sup> )	$\rho_1$
Superiore	0	0	0.00	0.0000
	0	0	0.00	0.0000
Inferiore	12	24	5,428.67	0.0098
	0	0	0.00	0.0000
				0.0098

#### **Elementi senza armature resistenti a taglio**

#### **Parametri di calcolo**

	Descrizione	Valore	u.d.m.
$\sigma_{cp}$	tensione di compressione media nella sezione	0	
k	parametro adimensionale	1.49	
$v_{min}$	resistenza minima	0.3871	N/mm <sup>2</sup>

#### **Verifica**

Nsd =	0 kN	<b>N di trazione non si considera</b>
Vsd =	1,127 kN	
Vrd =	327.20 kN	

<b>NECESSARIA ARMATURA TRASVERSALE A TAGLIO</b>
---

VERIFICA NON SODDISFATTA

	Ponti metallici sul canale Milano – Cremona – Po
	Verifica statica e sismica

Verifica a taglio di elementi provvisti di armatura a taglio

### SEZIONE RETTANGOLARE

#### Caratteristiche geometriche sezione

	Descrizione	Valore	u.d.m.
bw	larghezza minima sezione	650	mm
h	altezza totale della sezione	900	mm
d	altezza utile sezione	850	mm

Descrizione materiale			
Calcestruzzo	classe C 35/45	$R_{ck}$ (Mpa)= 45	$f_{ck}$ (Mpa)= 37.35
Acciaio	FeB44k	$f_{yk}$ (Mpa)= 440	$f_{yd}$ (Mpa)= 382.61
$\gamma_c$	1.50	$\gamma_m$	1.15
			$f_{cd}$ (Mpa)= 21.17

#### Elementi con armature trasversali resistenti a taglio

Armatura trasversale				
	n° bracci	passo (mm)	$\Phi$ (mm)	$A_{sw}$ (mm <sup>2</sup> )
staffe	2	200	8	340
ferri piegati	3		24	

#### Parametri di calcolo

	Descrizione	Valore	u.d.m.
$\Theta$	inclinazione dei puntoni	21.80	°
$\alpha$	angolo inclinazione trasversale	90.00	°
$\alpha_c$	coefficiente maggiorativo	1.00	

#### Verifica

$V_{sd} =$	1,127 kN
$V_{rzd} =$	1,245.68 kN
$V_{rzd} =$	1,814.44 kN

<b>VERIFICA SODDISFATTA</b>
-----------------------------

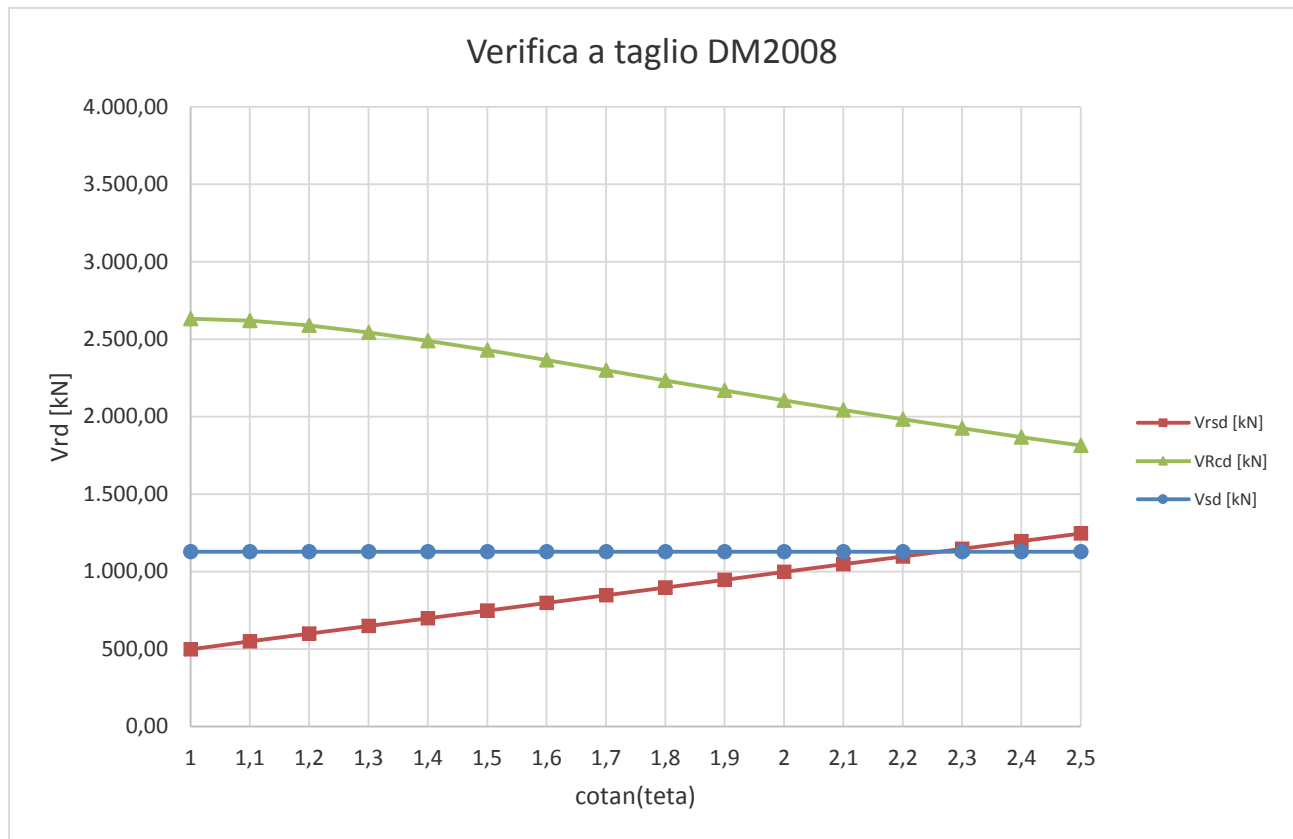
SEN<sup>2</sup> $\theta$  0.0946831  
SEN $\theta$  0.3077061  
 $\theta$  17.92 °

1.00	6.23	OK
------	------	----

Se la verifica è ok la trave è duttile: rottura lato acciaio

Se  $\theta < 21.8^\circ$  si ha collasso lato acciaio con le bielle compresse integre.  
Sostituire  $\theta = 21.8^\circ$ .

cot $\alpha$	$\Theta$	$V_{rzd}$ [kN]	$V_{rzd}$ [kN]	$V_{sd}$ [kN]
1	45.00	498.24	2,631.07	1,127
1.1	42.27	548.06	2,619.17	1,127
1.2	39.81	597.88	2,587.94	1,127
1.3	37.57	647.71	2,543.05	1,127
1.4	35.54	697.53	2,488.85	1,127
1.5	33.69	747.35	2,428.68	1,127
1.6	32.01	797.18	2,365.01	1,127
1.7	30.47	847.00	2,299.65	1,127
1.8	29.05	896.83	2,233.93	1,127
1.9	27.76	946.65	2,168.78	1,127
2	26.57	996.47	2,104.86	1,127
2.1	25.46	1,046.30	2,042.61	1,127
2.2	24.44	1,096.12	1,982.32	1,127
2.3	23.50	1,145.94	1,924.16	1,127
2.4	22.62	1,195.77	1,868.22	1,127
2.5	21.80	1,245.59	1,814.53	1,127



La verifica è sempre soddisfatta lato calcestruzzo, ovvero si scongiura la rottura fragile per qualunque inclinazione dei puntoni  $\theta$ .

Lato acciaio invece il taglio sollecitante supera la resistenza lato acciaio della sezione (rottura duttile) per inclinazione dei puntoni  $\theta > 24,0^\circ$  ( $\cotan \theta < 2,25$ ).

Tuttavia il collasso si verifica per  $\theta = 21,8^\circ$  ( $\cotan \theta = 2,50$ ) secondo il metodo dell'inclinazione variabile del traliccio.

In corrispondenza di tale valore la verifica è soddisfatta sia lato calcestruzzo sia lato acciaio.

VERIFICA SODDISFATTA

	<p>Ponti metallici sul canale Milano – Cremona – Po</p> <p>Verifica statica e sismica</p>
--	---

#### 8.8.4 Riassunto dei risultati delle verifiche

La verifica del cordolo di fondazione della spalla a flessione e a taglio è soddisfatta sia per la combinazione sismica SLV e per le combinazioni statiche SLU STR.

## 8.9 Verifica del paraghiaia

### 8.9.1 Determinazione delle sollecitazioni

#### MURO PARAGHIAIA - Sezione a quota z m: NORME TECNICHE 2008

##### GEOMETRIA

z	=	0.00	m
Hmuro	=	0.95	m
Spessore	=	0.15	m

##### PARAMETRI TERRENO

Peso specifico del terreno:	18.0	kN/m <sup>3</sup>	$\gamma$
Angolo di attrito terreno rilevato	0.524	rad	$\phi$ 30.00

##### SOVRACCARICO

Sovraccarico (circolare NTC C5.1.3.3.7.1): ai fini del calcolo delle spalle, dei muri d'ala e delle altre parti del ponte a contatto con il terreno, sul rilevato o sul terrapieno si può considerare applicato lo schema di carico 1 in cui per semplicità i carichi tandem possono essere sostituiti da carichi uniformemente distribuiti equivalenti, applicati su una superficie rettangolare larga 3,0 m e lunga 2,2 m:

Sovraccarico 99.91 kN/m<sup>2</sup>

##### FRENAMENTO

Lunghezza di diffusione del carico del frenamento (45°)	3.95	m
Carico dovuto al frenamento (circolare NTC C5.1.3.3.7.2)	45.57	kN/m

##### SPINTE TERRENO E SOVRACCARICO

Coefficiente di spinta a riposo K <sub>0</sub>	0.50	[-]
Spinta a riposo a quota z	8.55	kN/m <sup>2</sup>
Sovraccarico	99.91	kN/m <sup>2</sup>
Spinta sovraccarico	49.95	kN/m <sup>2</sup>

##### PARAMETRI SISMICI E SPINTE SISMICHE

accelerazione di picco	$\alpha g/g =$	0.1001	
coefficiente orizzontale	$S = S_s \times S_T =$	1.50	
	$a_{max} =$	0.150	
	$\beta_m$	1.00	
	$Kh =$	0.150	
Sovrapressioni sismiche WOOD	2.57	kN/m <sup>2</sup>	
Coefficiente di spinta a riposo K <sub>0</sub>	0.50	[-]	
Spinta a riposo a quota z	8.55	kN/m <sup>2</sup>	
Forza d'inerzia della porzione unitaria di muro sopra alla quota z	0.53	kN/m	



Ponti metallici sul canale Milano – Cremona – Po  
Verifica statica e sismica

**MOMENTI E TAGLI A QUOTA z - VALORI CARATTERISTICI**

Spinta a riposo terreno	M=	1.29	kNm/m
	V=	4.06	kN/m
Sovraccarico	M=	22.54	kNm/m
	V=	47.46	kN/m
Frenamento	M=	43.29	kNm/m
	V=	45.57	kN/m
Spinta a riposo terreno	M=	1.29	kNm/m
	V=	4.06	kN/m
Sovraspinta Wood	M=	1.16	kNm/m
	V=	2.44	kN/m
Forza d'inerzia	M=	0.25	kNm/m
	V=	0.53	kN/m

**MOMENTI A QUOTA z - VALORI DI COMBINAZIONE**

SLU STR1 - Sovraccarico	$M_{Ed} =$	32	kNm/m
SLU STR2 - Frenamento+	$M_{Ed} =$	83	kNm/m
SLU STR2 - Frenamento-	$M_{Ed} =$	-57	kNm/m
SISMICA	$M_{Ed} =$	7	kNm/m
SLE RARA - Frenamento+	$M_{Ed} =$	61	kNm/m
SLE RARA - Frenamento-	$M_{Ed} =$	-42	kNm/m
SLE FREQUENTE - Frenamento +	$M_{Ed} =$	51	kNm/m
SLE FREQUENTE - Frenamento -	$M_{Ed} =$	-31	kNm/m
SLE QUASI PERMANENTE	$M_{Ed} =$	1	kNm/m

**TAGLI A QUOTA z - VALORI DI COMBINAZIONE**

SLU STR1	$V_{Ed} =$	70	kN/m
SLU STR2	$V_{Ed} =$	115	kN/m
SISMICA	$V_{Ed} =$	17	kN/m

## 8.9.2 Verifica a flessione allo SLU

### VERIFICA S.L.U (modalità progetto)

Unita' di misura delle forze: kN  
 Unita' di misura delle lunghezze: m  
 Tensioni espresse in: N/mm<sup>2</sup>  
 Normativa: NTC-2018  
 Tipologia: Altro  
 Rck: 45.0  
 fyk: 440.0  
 Tensione di calcolo calcestruzzo a  
 pressotensoflessione: -21.1  
 Tensione di calcolo acciaio a  
 pressotensoflessione: 382.6

### DATI GEOMETRICI, ARMATURE E SOLLECITAZIONI

Sezione tipo: Rettangolare piena  
 Base: 1.000  
 Altezza: 0.150

#### Armature superiori

num. barre	$\phi$ (mm)	copriferro (cm)
7	12.0	5.0

#### Armature inferiori

num. barre	$\phi$ (mm)	copriferro (cm)
7	12.0	5.0

Sforzo normale N: -45.560  
 Momento flettente: 83.000

### RISULTATI VERIFICA A PRESSOFLESSIONE

Indice di resistenza allo s.l.u.  
 ridotto per limitazione Sforzo Normale massimo  
 a compressione centrata: **0.45**  
 Campo di rottura della sezione: 3

#### Sollecitazioni resistenti

Sforzo normale: -20.326  
 Momento flettente: 37.026

Distanza asse neutro  
 dal bordo compresso: 0.034

	Calcestruzzo		Acciaio	
	Tensioni	deformazioni (%)	Tensioni	deformazioni (%)
bordo superiore:	-21.16	-0.35	327.18	0.16
bordo inferiore:	Allungamento	1.18	391.30	0.67

Verifica non soddisfatta

### 8.9.3 Verifica a taglio allo SLU

#### VERIFICA S.L.U (modalità verifica)

Unita' di misura delle forze: kN  
 Unita' di misura delle lunghezze: m  
 Tensioni espresse in: N/mm<sup>2</sup>  
 Normativa: NTC-2018  
 Versione: Edifici nuovi  
 Tipologia: Altro  
 Rck: 45.0  
 fyk: 450.0  
 Tensione di calcolo a compressione calcestruzzo per taglio e torsione: -21.2  
 Tensione di calcolo a trazione calcestruzzo: 1.6  
 Tensione di calcolo per l'armatura trasversale per taglio e torsione: 391.3

#### DATI GEOMETRICI, ARMATURE E SOLLECITAZIONI

Sezione tipo: Rettangolare piena  
 Base: 1.000  
 Altezza: 0.150

##### Armature superiori

num. barre	φ (mm)	copriferro (cm)
7	12.0	5.0

##### Armature inferiori

num. barre	φ (mm)	copriferro (cm)
7	12.0	5.0

Taglio: 115.000

#### RISULTATI VERIFICA A TAGLIO

##### Verifica senza armatura trasversale

Taglio res. ultimo (VRd):	60.500
Indice di resistenza:	<b>1.90</b>

##### Verifica delle bielle compresse

Taglio resistente ultimo (VRcd):	328.345
ctg(θ):	2.50
Indice di resistenza:	0.35

##### Verifica con armatura trasversale

Taglio attribuito all'armatura (VRsd):	99.574
Armatura trasversale per unita' di lunghezza (Asw, cm <sup>2</sup> /m):	11.31
Staffe a 4 bracci:	φ12/40.0cm
ARMATURA INSUFFICIENTE, VRsd <= V	

Verifica non soddisfatta

	<p>Ponti metallici sul canale Milano – Cremona – Po</p> <p>Verifica statica e sismica</p>
--	---

#### 8.9.4 Riassunto dei risultati delle verifiche

La verifica del parapetto della spalla a flessione e a taglio non è soddisfatta né per la combinazione sismica SLV né per le combinazioni statiche SLU STR.

	<p>Ponti metallici sul canale Milano – Cremona – Po</p> <p>Verifica statica e sismica</p>
--	---