
COMUNE DI FANO

(Provincia di Pesaro e Urbino)

PROGETTO: **RISTRUTTURAZIONE CON DEMOLIZIONE E RICOSTRUZIONE
DEL PONTE SULLA STRADA COMUNALE DI CERASA** - Comune
di Fano - località Caminate - C.T. Foglio 90, 91, 105

PROCEDIMENTO: **Lavoro Pubblico _ PROGETTO ESECUTIVO**

ELABORATO: **RELAZIONE TECNICA COMPLETA DELLE SPECIFICHE TECNICHE SUI MATERIALI
UTILIZZATI**

PROGETTISTA e DL:



Ing. Michele Pompili

Via Guido da Montefeltro 5 - 61029 Urbino - PU
T/F +39 0722 322411 - Ord. Ing. PU n° 1360
www.studiopompili.it - info@studiopompili.it

COMMITTENTI: **COMUNE DI FANO**
SETTORE URBANISTICA E LL.PP.
Via S. Francesco d'Assisi nr.76
61032 FANO (PU)

REVISIONE: _____ DATA: _____ PRATICA: _____ REDATTO DA: _____ SCALA: _____ RELAZIONE: **B1**
21/11/2017 Dicembre 2016 16_Comune di Fano_PONTE CAMINATE ing. Michele Pompili

RELAZIONE TECNICA GENERALE E SULLA QUALITA' DEI MATERIALI

1 DESCRIZIONE GENERALE DELL'OPERA

La presente relazione si riferisce ai lavori per la realizzazione di un nuovo ponte in Loc. Caminate di Fano.

Trattasi di demolizione e ricostruzione di un ponte esistente che si rende necessaria a causa del fatto che l'attuale opera d'arte sottende un'area non sufficiente a smaltire le portate di piena del sottostante fosso delle Caminate causando allagamenti che arrivano a coinvolgere le (poche) abitazioni circostanti.

La strada oggetto di intervento è comunale extraurbana classificabile, ai sensi del D.M. 5 novembre 2001, come strada di categoria F2 a senso unico alternato, di fatto trattasi di strada in zona agricola attualmente di larghezza compresa tra i quattro ed i cinque metri molto poco trafficata.

In applicazione delle disposizioni date dal comune di Fano in data 09.01.2017 e del D.M. suddetto le caratteristiche geometriche minime della sede stradale sono normate e consistono nella realizzazione di una corsia di marcia a senso unico alternato di larghezza pari a metri 3,50 e due banchine di larghezza pari a metri 1, oltre questo ingombro si è previsto uno spazio di metro 0,5 per lato nel quale alloggiare il guard rail (in quanto il metro di banchina deve essere privo di ostacoli e libero).

Il calcolo strutturale è stato condotto in ottemperanza al D.M. 14/1/2008_CAP. 5.

Nel dettaglio si relazionano dettagliatamente di seguito gli elementi principali della progettazione condotta.

2 DECRIZIONE DELLA STRUTTURA

Il progetto prevede una struttura costituita da due spalle e da un impalcato distanti tra loro circa 12,50 metri. Le spalle sono costituite da due berline di pali di diametro 80 cm ed interasse (centro-centro) pari a circa 1.20 metri. Il progetto prevede l'utilizzo di fondazioni profonde perché, in seguito alle indagini geotecniche si è potuto verificare che la formazione è particolarmente profonda (circa 15 metri rispetto al piano di campagna), pertanto si rende necessario approfondire lo scarico delle azioni derivanti dall'impalcato.

Inoltre i terreni in esame presentano un discreto rischio di liquefazione, pertanto si è ritenuto di calcolare la paratia facendo affidamento sul solo carico di punta e senza considerare la resistenza data dall'attrito laterale.

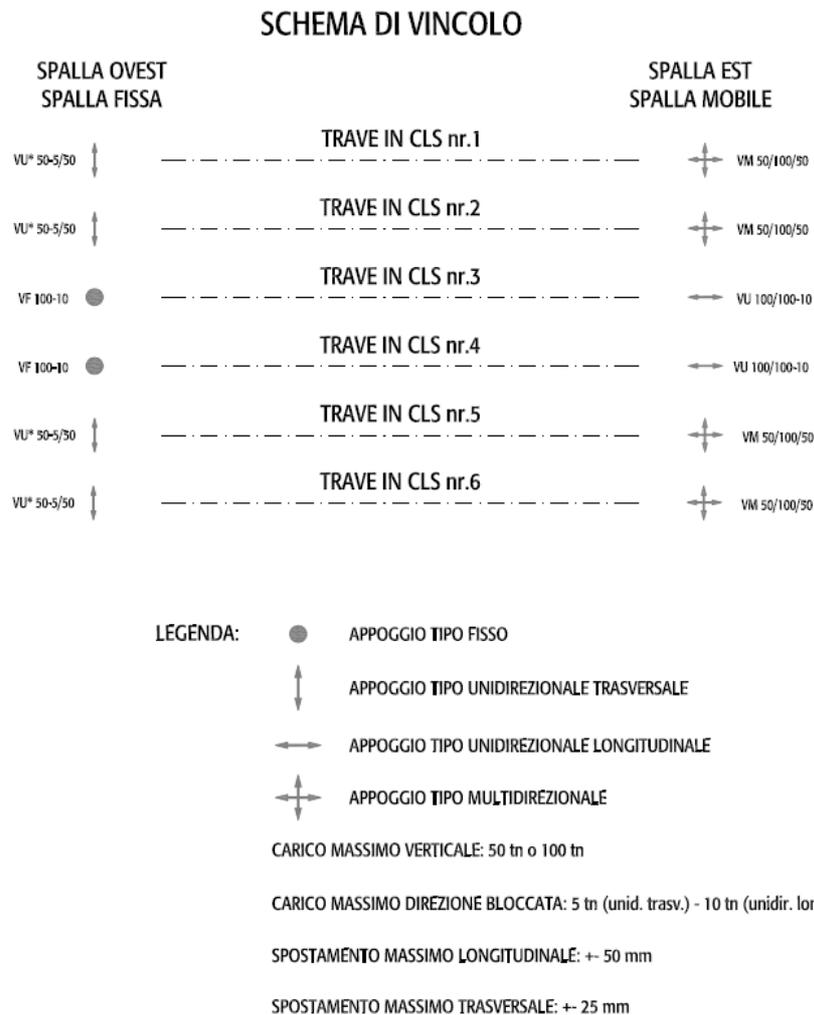
Le due paratie di pale sono sormontate da un cordolo di testa di sezione pari a 80x80, sulla sommità di tale cordolo è gettato il muro paraghiaia alto quanto le travi dell'impalcato più la soletta di completamento e con esse giuntato.

L'impalcato è costituito da travi precomprese di sezione pari a 50x60 cm ed interasse (centro-centro) pari a circa 1.20 metri con sovrastante soletta in cls armata di spessore 25 cm.

L'impalcato è appoggiato alle spalle, pertanto non sono trasferiti i momenti flettenti, in particolare gli appoggi sono realizzati considerando una spalla mobile e l'altra fissa (prassi usuale nel caso di ponti di simili dimensioni), nel caso specifico l'impalcato in esame è costituito da 6 travi, la spalla est ha le due travi centrali appoggiate con un appoggio che permette lo scorrimento longitudinale (± 50 mm) e le quattro travi esterne (due sopra e due sotto) appoggiate con vincolo multidirezionale (± 50 mm in direzione longitudinale e ± 25 mm in direzione trasversale),

la spalla lato ovest ha i due appoggi centrali fissi e i quattro esterni (due sopra e due sotto) unidirezionali con svincolo trasversale. Il progetto ipotizza appoggi tipo Vasoflon della ditta FIP INDUSTRIALE con portata verticale pari a 50/100 Tn e trasversale 5 Tn.

Si riporta di seguito lo schema dei vincoli utilizzati:



Quindi in sostanza, come sopra descritto, si ha che la spalla ovest si può considerare fissa, ad essa è associato un giunto sotto pavimentazione, mentre la spalla lato est, mobile, sarà dotata di un giunto posato a livello della pavimentazione. (si vedano meglio ancora gli elaborato esecutivi di dettaglio).

3 COMPATIBILITA' IDRAULICA

In base a quanto previsto dal p.to 5.1.2.4 delle N.T.C. il progetto è corredato da una relazione idrologica ed idraulica utile al dimensionamento della sezione dell'alveo in funzione delle portate d'acqua da smaltire.

La portata ricavata con il metodo tradizionale considerando, come da norma, una pioggia con un tempo di ritorno pari a 200 anni è pari a circa 76,24 mc/sec e risulterebbe smaltibile anche dall'attuale sezione, dato di fatto sconfessato dalla realtà, che ha dimostrato negli anni una insufficienza di tale sezione.

Per cui si è cautelativamente proceduto a calcolare la stessa con la definizione di ietogrammi di progetto ricavati considerando una durata di pioggia (il cui tempo di ritorno in termini di intensità è bicentenario) pari al tempo di corrivazione. Così facendo si ottiene una portata alla sezione di progetto pari a 146 mc/sec (quasi il doppio quindi) che per essere smaltita necessita di una sezione idraulica pari ad almeno 24 mq (a fronte di una sezione attuale pari a circa 17,6 mq).

Con un certo margine di sicurezza si è proceduto a realizzare una sezione di area superiore a 46 mq.

Le considerazioni circa i calcoli idraulici sono ampiamente riportate nella relazione geologica allegata.

4 ANALISI DELLE AZIONI AGENTI SULLA STRUTTURA

4.1 CARICO VARIABILE DA TRAFFICO

Ai sensi del p.to 5.1.3 delle NTC sono state considerate le azioni permanenti, le variabili da traffico, da neve, da vento e le azioni sismiche.

In particolare la verifica globale della struttura è stata eseguita secondo lo *schema di carico 1* di cui al p.to 5.1.3.3.3 della norma considerando il ponte di **seconda categoria**.

Per definire lo schema statico da adottare in primis si è proceduto a schematizzare le corsie "strutturali" in cui si scompone l'impalcato. Il numero di corsie si ricava dalla tabella 5.1.1 della norma che si riporta di seguito;

Tabella 5.1.1 - Numero e Larghezza delle corsie

Larghezza di carreggiata "w"	Numero di corsie convenzionali	Larghezza di una corsia convenzionale [m]	Larghezza della zona rimanente [m]
$w < 5,40 \text{ m}$	$n_1 = 1$	3,00	$(w-3,00)$
$5,4 \leq w < 6,0 \text{ m}$	$n_1 = 2$	w/2	0
$6,0 \text{ m} \leq w$	$n_1 = \text{Int}(w/3)$	3,00	$w - (3,00 \times n_1)$

Nel caso di specie trattasi di una corsia essendo la larghezza di carreggiata pari a metri 3,50 (più 1 metro di banchina per ogni senso di marcia).

Le corsie sono caricate come riportato nel capitolo 5.1.3.3.5 considerando la sola corsia principale e applicando su di essa un carico distribuito pari a 720 Kg/mq e sulla parte rimanente un carico pari a 250 Kg/mq, entrambi agenti in concomitanza con il così detto carico tandem costituito da quattro impronte di pneumatici di forma quadrata con lato 0.40 metri ognuno con un carico pari a 24 Tn per la corsia 1.

In aggiunta ai carichi variabili sopra il traffico genera anche il così detto carico da frenata, che si considera solo sulla corsia numero 1 è che ha un'intensità definita al punto 5.1.3.5 delle NTC, essa è una forza distribuita longitudinalmente che agisce sull'asse della corsia numero 1.

Il carico G2 è costituito dal bynder bituminoso gettato sopra la soletta dell'impalcato, ad esso è associato un carico pari a 300 kg/mq.

Si riportano di seguito alcune immagini rappresentanti il modello di calcolo utilizzato:

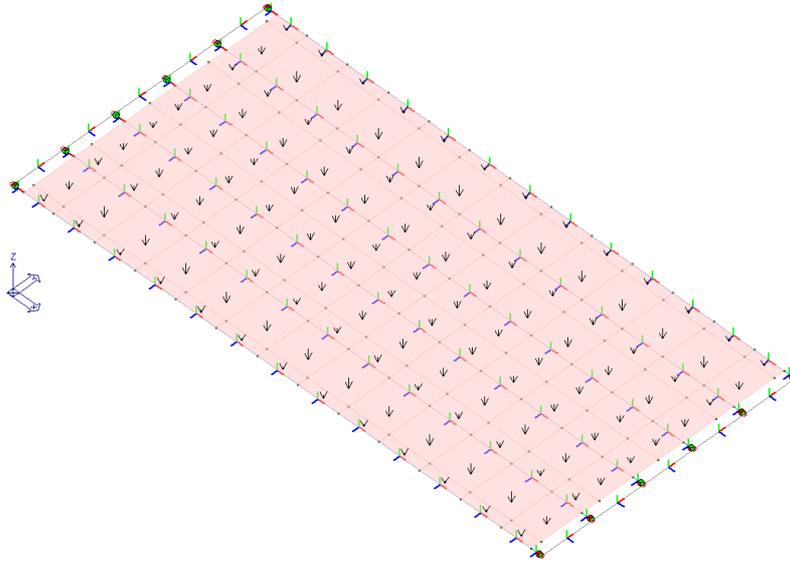


Figure 1: G_2 = Carico permanente (bynder) 300 Kg/mq

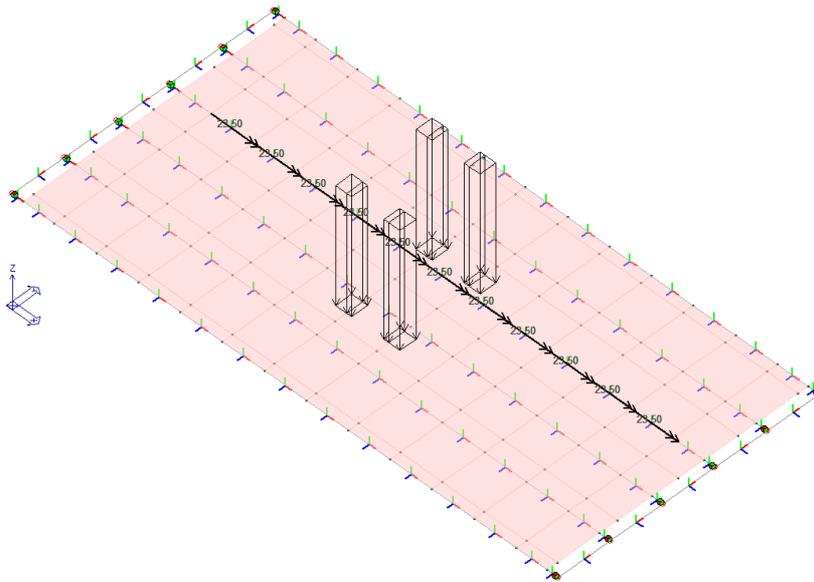


Figure 2: carichi variabili da traffico_ Impronte tandem e carico da frenata

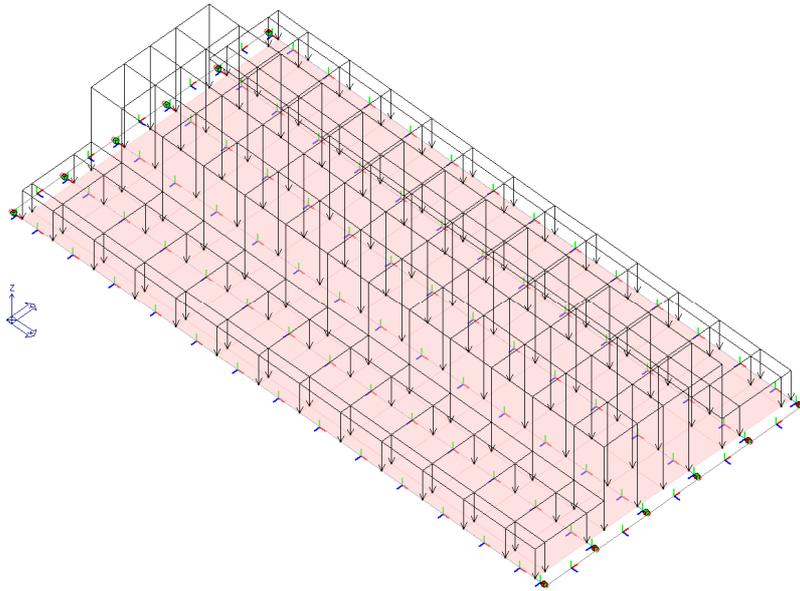


Figure 3: carichi variabili da traffico _ $q_{ik}=720 \text{ kg/mq}$ per corsia 1 e $q_{ik}=250 \text{ Kg/mq}$ per la superficie rimanente

4.2 DEFINIZIONE DEI PARAMETRI PER AZIONE SISMICA

L'opera in esame è una costruzione ordinaria, la cui vita nominale è V_N è pari a 50 anni.

Tabella 2.4.I – Vita nominale V_N per diversi tipi di opere

TIPI DI COSTRUZIONE		Vita Nominale V_N (in anni)
1	Opere provvisorie – Opere provvisionali - Strutture in fase costruttiva ¹	≤ 10
2	Opere ordinarie, ponti, opere infrastrutturali e dighe di dimensioni contenute o di importanza normale	≥ 50
3	Grandi opere, ponti, opere infrastrutturali e dighe di grandi dimensioni o di importanza strategica	≥ 100

Si considera inoltre la Classe d'uso II in quanto si tratta di un edificio con affollamenti normali (vedi par. 2.4.2 NTC 2008).

La valutazione della sicurezza delle strutture in esame è condotta quindi sulla base dei seguenti dati progettuali di base:

Vita nominale della costruzione: **V_N 50 anni**

Classe d'uso: **Classe II**

Coefficiente C_u : **1.0**

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

Periodo di riferimento per l'azione sismica: **$V_R = 50$ anni**

$$V_R = V_N \cdot C_U$$

I parametri assunti per la progettazione sismica delle strutture sono i seguenti:

Località: **Fano**

Latitudine : **43.8370**

Longitudine : **13.0180**

Zona sismica (rif. O.P.C.M. 20/03/2003, n. 3274, All. A): **2**

Categoria di sottosuolo (rif. D.M. 14/01/08, punto 3.2.2): **C**

Categoria topografica: **T1**

Valore fattore di struttura q da utilizzare: **1 per il sisma verticale (considerato nel calcolo) e 3,30 per il sisma orizzontale**

Nei confronti delle azioni sismiche, gli stati limite ultimi e di esercizio sono individuati in:

Stato limite di salvaguardia della vita (SLV):

Probabilità di superamento nel periodo di riferimento VR: **PVR=10%**

Periodo di ritorno associato: **475 anni**

Stato limite di danno (SLD):

Probabilità di superamento nel periodo di riferimento VR: **PVR=63%**

Periodo di ritorno associato: **50 anni**

Il progetto ha previsto una analisi sismica dinamica con spettro di risposta q .

4.3 COMBINAZIONE DELLE AZIONI

Le azioni sono combinate utilizzando i coefficienti di cui alle tabelle 5.1.V e 5.1.VI delle NTC così come di seguito riportate:

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

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

⁽¹⁾ Equilibrio che non coinvolga i parametri di deformabilità e resistenza del terreno; altrimenti si applicano i valori di GEO.
⁽²⁾ Nel caso in cui i carichi permanenti non strutturali (ad es. carichi permanenti portati) siano compiutamente definiti si potranno adottare gli stessi coefficienti validi per le azioni permanenti.
⁽³⁾ 1,30 per instabilità in strutture con precompressione esterna
⁽⁴⁾ 1,20 per effetti locali

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

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

5 MODELLO DI CALCOLO E SOLLECITAZIONI DI PROGETTO

Il presente progetto ha dimensionato in maniera completa le spalle del ponte e la berlinese di pali, mentre ha solo effettuato un dimensionamento di massima delle travi di impalcato. Quest'ultimo dovrà quindi essere calcolato dall'impresa che fornirà le travi compresse, la quale si dovrà avvalere delle sollecitazioni ricavate dal presente modello e che, adeguatamente implementate, si riportano di seguito.

- **Momento massimo in mezzera travi impalcato: 1,2 e+05 Kg m**
- **Taglio massimo appoggi travi impalcato: 34 000 Kg**
- **Taglio massimo trasversale (appoggi rigidi trasversalmente): 6000 Kg**

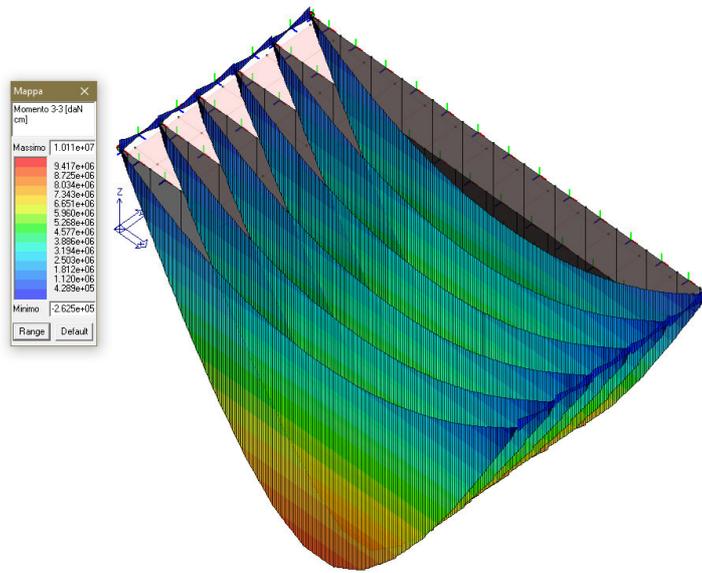


Figure 4: Momento M 3-3

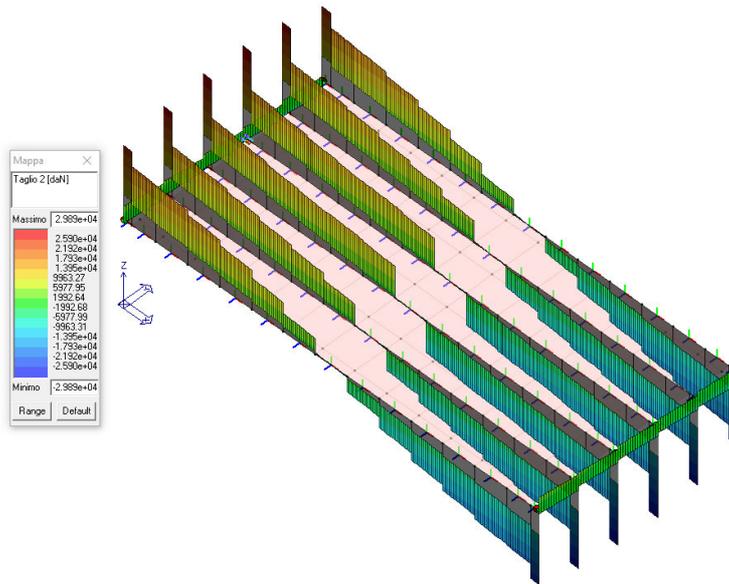


Figure 5: Taglio T2

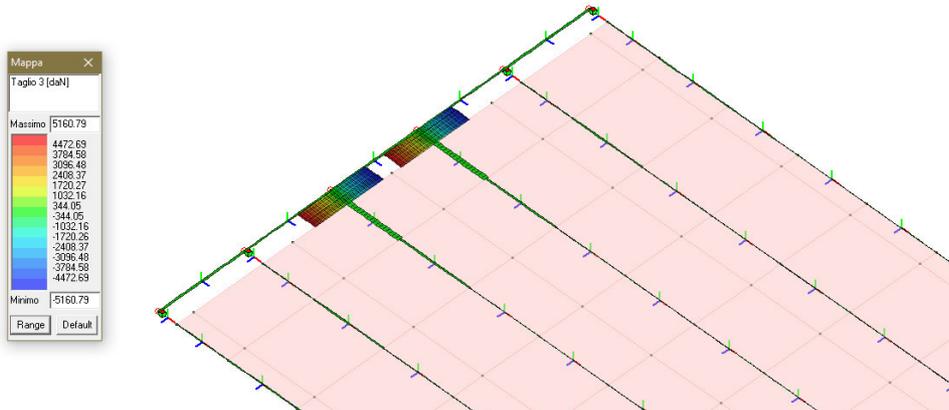


Figure 6: Taglio T3

Le spalle sono state calcolate dimensionando la berlinese sia dal punto di vista della sezione strutturale che dal punto di vista dell'abbassamento (si rimanda alla relazione dedicata). Nel modello del ponte non si è considerato l'azione del terreno sulle paratie di pali, per questa analisi si è preferito effettuare un calcolo dedicato, nel quale si è verificata la berlinese (caricata in sommità con i carichi derivanti dall'impalcato e ricavati dal primo modello) nei confronti del carico del terreno. Come si potrà vedere le sollecitazioni che derivano dal terreno sono particolarmente piccole e l'opera (la paratia) di fatto si prefigura prevalentemente come opera di fondazione più che come opera di sostegno.

6 RELAZIONE SULLA QUALITÀ DEI MATERIALI UTILIZZATI

Per la realizzazione delle strutture descritte si prescrive l'utilizzo dei seguenti materiali:

	TIPO	Rck (28gg)	fck	fcd	fctm	E
		N/mm ²	N/mm ²	N/mm ²	N/mm ²	
		Res. cubica caratteristica	Res. cilindrica caratteristica	Res. cilindrica di progetto	Res. trazione media	
CALCESTRUZZO PRECOMPRESSO	XC3 Rapporta Acqua/Cem: 0.6 S4/S5 Aggregati Φ max: 8-16 mm Copriferro minimo: 45 mm	55	45.65	25.87	3.83	36000
CALCESTRUZZO SOLETTA SOVRASTANTE	XC3 Rapporta Acqua/Cem: 0.6 S4/S5 Aggregati Φ max: 8-16 mm Copriferro minimo: 45 mm	45	37.35	21.17	3.20	34000
CALCESTRUZZO PALI E CORDOLO TESTA PALI	XC2 Rapporta Acqua/Cem: 0.6 S4/S5 Aggregati Φ max: 8-16 mm Copriferro minimo: 50 mm	30	24.9	14.17	1.796	31476

	TIPO	fpk	fpk	σ_{api}	fyk	fyd	E
		N/mm ²	N/mm ²	N/mm ²			
		Res. car acciaio da precompressione	Res. car acciaio da precompressione	Tesatura iniziale trefoli	Tens. snervamento	Tens. Snervamento di progetto	
ACCIAIO DA PRECOMPRESSIONE		1860	1860	1400			210000
ACCIAIO ARMATURA LENTA	B450C				450.00	391.3	210000