

REGIONE AUTONOMA FRIULI VENEZIA GIULIA  
PROVINCIA DI UDINE

COMUNE DI SAN PIETRO AL NATISONE

LAVORI DI RIQUALIFICAZIONE E VALORIZZAZIONE DEL COLLEGAMENTO PEDONALE TRA IL  
CENTRO STORICO DEL COMUNE E LA PASSERELLA SUL NATISONE E DELLE ZONE  
CIRCOSTANTI LA PASSEGGIATA.

PROPRIETA': Comune di San Pietro al Natisone

PROGETTO ESECUTIVO

**RELAZIONE TECNICA STRUTTURALE**

Contenuti fascicolo:

Relazione sui materiali.....	pag 2
Relazione di calcolo .....	pag 4
1. Premessa .....	pag 4
1.1 Stato di fatto .....	pag 4
2. descrizione opere .....	pag 6
2.1 tombotto interrato.....	pag 6
2.1.1 Analisi carichi .....	pag 6
2.1.2. Sollecitazioni e verifiche .....	pag 7
2.2 impalcato passerella sospesa.....	pag 10
2.2.1 Analisi carichi .....	pag 10
2.2.2. Sollecitazioni e verifiche .....	pag 10
2.3 Muri in pietra piazzetta borgo Cucovas .....	pag 14
Relazione geotecnica e sulle fondazioni.....	pag 18
Piano di manutenzione opere strutturali.....	pag 22

Buja, marzo 2015

Il Progettista delle strutture:

arch. Gianfranco Pezzetta

  
ordine degli architetti  
pianificatori paesaggisti  
e conservatori della  
provincia di udine  
appc udine  
  
gianfranco pezzetta  
albo sez. A/a - numero 553  
architetto

REGIONE AUTONOMA FRIULI VENEZIA GIULIA  
PROVINCIA DI UDINE

COMUNE DI SAN PIETRO AL NATISSONE

LAVORI DI RIQUALIFICAZIONE E VALORIZZAZIONE DEL COLLEGAMENTO PEDONALE TRA IL  
CENTRO STORICO DEL COMUNE E LA PASSERELLA SUL NATISSONE E DELLE ZONE  
CIRCOSTANTI.

**RELAZIONE sulle CARATTERISTICHE dei MATERIALI IMPIEGATI**

Ai sensi dell'art. 4 comma terzo, della legge 5.11.1971 n° 1086, e successive modifiche ed integrazioni, desumendo i dati richiesti dalla relazione di calcolo e dai disegni costruttivi si espongono schematicamente le caratteristiche, le qualità ed i dosaggi dei materiali.

ACCIAIO

a) per tutte le opere in c.a.

Acciaio in barre B450C (ex FeB44k) c.s.

- |                                     |                                  |
|-------------------------------------|----------------------------------|
| - tensione di snervamento           | $f_{yk} \geq 450 \text{ N/mm}^2$ |
| - tensione di rottura per trazione  | $f_{tk} \geq 540 \text{ N/mm}^2$ |
| - allungamento specifico            | $(A_{gt})_k \geq 7\%$            |
| - $1.13 \leq (f_t/f_y)_k \leq 1.35$ |                                  |
| - modulo di elasticità              | $E_s = 210 \text{ kN/mm}^2$      |

b) per eventuali carpenterie

Profilati, piastre : S 275

Bulloni : classe 8.8

Saldature: spessore minimo = 0,7 sp. lamiera, elettrodi E44 o a filo continuo  
zincature a fuoco secondo EN 1461, spessore minimo 45  $\mu\text{m}$

CALCESTRUZZO

*Prescrizioni generali*

Come indicazione generale sui materiali impiegati per la confezione del calcestruzzo si prescrive:

- l'acqua utilizzata per l'impasto sia limpida e priva d'impurità, di solfati o gesso e non giunga da zone di ristagno all'aperto;
- gli inerti provengano da impianti di estrazione e lavaggio autorizzati, siano ottenuti da rocce non gelive o friabili ed abbiano granulometria ben assortita;
- Il cemento sia tipo Portland;
- Travi e cordoli di fondazione, confezionati con **calcestruzzo C25/30**, solai confezionati con **calcestruzzo C32/40** ottenuto con cemento tipo I 325 UNI ENV 197/1, sabbia e ghiaia di frantoio o di cava pulita e costituita da elementi le cui dimensioni siano inferiori a cm 2.2. **Classe di lavorabilità S4** (slump 16÷21 cm), **classe di esposizione XC2** (UNI9858, ENV 206-1, UNI 11104) per fondazioni, **XC4** per soletta tombotto;

- modulo di Poisson  $\nu = 0.2$
- rapporto acqua/cemento  $\leq 0.50$
- Magrone: dosaggio minimo di cemento  $1.5 \text{ kN/m}^3$  ( $150 \text{ kg/m}^3$ ) di impasto

LEGNO E LEGNO LAMELLARE in CLASSE DI SERVIZIO 3;

- *Strutt. PORTANTE impalcato (travi orditura secondaria bilama, tavolati e listelli): C24*

**Tabella 18-1**-Classi di resistenza secondo EN 338, per legno di conifere e di pioppo

Valori di resistenza modulo elastico e massa volumica		C14	C16	C18	C20	C22	C24	C27	C30	C35	C40	C45	C50
<b>Resistenze [MPa]</b>													
flessione	$f_{m,k}$	14	16	18	20	22	24	27	30	35	40	45	50
trazione parallela alla fibratura	$f_{t,0,k}$	8	10	11	12	13	14	16	18	21	24	27	30
trazione perpendicolare alla fibratura	$f_{t,90,k}$	0.4	0.5	0.5	0.5	0.5	0.5	0.6	0.6	0.6	0.6	0.6	0.6
compressione parallela alla fibratura	$f_{c,0,k}$	16	17	18	19	20	21	22	23	25	26	27	29
compressione perpendicolare alla fibratura	$f_{c,90,k}$	2.0	2.2	2.2	2.3	2.4	2.5	2.6	2.7	2.8	2.9	3.1	3.2
taglio	$f_{v,k}$	1.7	1.8	2.0	2.2	2.4	2.5	2.8	3.0	3.4	3.8	3.8	3.8
<b>Modulo elastico [GPa]</b>													
modulo elastico medio parallelo alle fibre	$E_{0,medio}$	7	8	9	9.5	10	11	11.5	12	13	14	15	16
modulo elastico caratteristico parallelo alle fibre	$E_{0,05}$	4.7	5.4	6.0	6.4	6.7	7.4	7.7	8.0	8.7	9.4	10.0	10.7
modulo elastico medio perpendicolare alle fibre	$E_{90,medio}$	0.23	0.27	0.30	0.32	0.33	0.37	0.38	0.40	0.43	0.47	0.50	0.53
modulo di taglio medio	$G_{medio}$	0.44	0.50	0.56	0.59	0.63	0.69	0.72	0.75	0.81	0.88	0.94	1.00
<b>Massa volumica [kg/m<sup>3</sup>]</b>													
massa volumica caratteristica	$\rho_k$	290	310	320	330	340	350	370	380	400	420	440	460
massa volumica media	$\rho_m$	350	370	380	390	410	420	450	460	480	500	520	550

- **Trattamento superficiale:** impregnante protettivo(DIN 68800), privo di derivati del petrolio, con sali di boro e solventi di origine vegetale, tipo Solas Linfa
- **Preforature:** per chiodi aventi  $\Phi_{gambo} > 4 \text{ mm} \Rightarrow \Phi_{foro} = 0.9 * \Phi_{gambo}$   
per viti  $\Rightarrow \Phi_{foro} = 0.7 * \Phi_{gambo}$   
per perni e/o bulloni calibrati  $\Rightarrow \Phi_{foro} = \Phi_{gambo}$
- **Rondelle:** per legno (DIN 1052/88)
- **Fissaggio tavolati:** tre chiodi chn elicoidali 2.9/70 ad ogni incrocio
- **Fissaggio listelli:** due chn a.m. 4/100 ad ogni incrocio

Buja, marzo 2014

Il Direttore dei Lavori e progettista delle strutture:

arch. Gianfranco Pezzetta



**REGIONE AUTONOMA FRIULI VENEZIA GIULIA**  
**PROVINCIA DI UDINE**

**COMUNE DI SAN PIETRO AL NATISONE**

**LAVORI DI RIQUALIFICAZIONE E VALORIZZAZIONE DEL COLLEGAMENTO PEDONALE TRA IL  
CENTRO STORICO DEL COMUNE E LA PASSERELLA SUL NATISONE E DELLE ZONE  
CIRCOSTANTI.**

**RELAZIONE DI CALCOLO DELLE STRUTTURE**

**1. Premessa**

Il progetto strutturale riguarda:

- a) il 2° lotto dei lavori riguardanti il proseguimento del rifacimento della soletta di copertura di un condotto interrato di smaltimento acque piovane esistente in San Pietro al Natisone;
- b) la sostituzione dell'impalcato di pavimentazione in legno nel ponte sospeso pedonale esistente che unisce le due sponde del fiume Natisone, collegando il capoluogo con la frazione di Oculis;
- c) la realizzazione di alcuni manufatti in muratura in pietra armata della nuova piazzetta in Borgo Cucovas, nel capoluogo.

**1.1 Stato di fatto**

**1.1.1 – il tombotto interrato**

Il condotto interrato - realizzato approssimativamente negli anni 50 - raccoglie le acque provenienti dal deflusso superficiale di parte del centro storico e dell'area dell'immediata periferia posta ad est dell'abitato e le smaltisce convogliandole nel fiume Natisone (gettandosi da uno sbocco posto a circa 10 m di altezza sul fronte roccioso costituente la riva sinistra del fiume), pertanto il suo regime subisce brusche variazioni, passando da una condizione di secca (per gran parte dell'anno) a piene più o meno significative in funzione dell'intensità degli eventi meteorologici.

Tale canale è tracciato anche nel centro storico cittadino, passa anche per via San Pietro con la quale in quel tratto praticamente coincide, proseguendo poi verso il fiume.

Il canale è coperto con una soletta in c.a. - carrabile e aperta al traffico locale - che presenta molteplici segni di degrado.

La sezione del canale è variabile tra 2,3 e 3,0 m circa in larghezza, mentre l'altezza netta interna è di circa 1,0 - 1,1 m. La pendenza del canale è di circa 2 % nel tratto interessato dai lavori di circa 80 m di sviluppo continuo praticamente rettilineo.

La soletta in c.a. ha uno spessore di circa 35 cm, dove la parte strutturale ha uno spessore di 16 – 20 cm. Le armature non sono visibili ma vi si rilevano molteplici tracce di corrosione e distacchi del cls in molti punti. Il degrado strutturale riscontrato, la difficoltà di poter intervenire con interventi localizzati ed il fatto di

non avere garanzie sulla effettiva capacità portante comportano la necessità di dover demolire e ricostruire interamente tale soletta.

Il fondo è rivestito quasi ovunque in pietrame, con qualche punto di affioramento roccioso nel tratto finale, si presenta a tratti irregolare ma, per la parte visibile, non mostra necessità di manutenzioni specifiche, tranne poche aree puntuali .

Le pareti del condotto sono a tratti in muratura di pietrame, a tratti in cls, probabilmente non armato, hanno andamento subverticale, sono sufficientemente regolari e prive di asperità, ed anch' esse si presentano in buone condizioni di conservazione.

Per gran parte del tracciato del condotto le pareti si trovano in continuità /aderenza con le fondazioni dei fabbricati allineati lungo via San Pietro, pertanto si trovano in equilibrio rispetto alla spinta passiva del terreno da un lato e le possibile forze attive agenti, quali la pressione dell'acqua, l'azione sismica o la differenza di temperatura. Quindi non si ritiene necessario effettuare verifiche o calcoli statici specifici per tali pareti.

Del resto si prevede di non modificare le pareti esistenti, salvo eventuali tratti alterati o erosi.

Il tratto di canale considerato nel presente progetto ha uno sviluppo di circa 80 m e parte dalla fine del tratto progettato in un precedente lotto di lavori e si conclude con la parte terminale del tombotto, sboccante sulle rive del Natisone

### **1.1.2 L'impalcato del ponte sospeso.**

Il tavolato in legno di pavimentazione del ponte si trova in condizioni molto degradate e va pertanto sostituito. Il ponte sospeso su funi metalliche – che si ritiene essere stato realizzato attorno ai primi anni 60 - è stato sottoposto ad un'indagine di stabilità statica effettuata dall'ing. Gianpiero Guerra nel 1999, le cui conclusioni sono risultate in una prescrizione riduzione della portata di progetto dei sovraccarichi accidentali in un valore massimo complessivo di 5000 daN (ritenuto equivalente ad un totale di circa 60 persone, in assenza di altri carichi accidentali (neve, vento), mentre per quanto riguarda i carichi distribuiti viene prescritto di non superare i 400 daN/mq. Il ponte è pertanto reso transitabile ai soli pedoni, escludendo anche il traffico di mezzi leggeri.

In assenza di indagini più approfondite si ritengono corrette le conclusioni dell'ing. Guerra e le limitazioni di carico sopradescritte.

Il nuovo impalcato verrà progettato come intervento locale secondo le NTC 08.

## **2. Descrizione opere in progetto**

### **2.1. Tombotto**

Il progetto prevede il rifacimento della soletta portante di copertura del condotto, che verrà realizzata in c.a. monolitico su travetti in c.a.p. (sez. circa 12 x H9 cm) tipo TRAVE-CAP T4 delle Fornaci Giuliane, per uno spessore totale minimo di 25 cm .

In tale configurazione il momento resistente del solaio certificato dalla ditta produttrice risulta  $M_{rd} = 87,45$  kNm/m (per striscia larga un metro), mentre il taglio resistente è  $V_{rd} = 135$  kN/m.

I travetti dovranno appoggiare alle spallette esistenti per almeno 15 cm per lato.

La soletta sarà fissata alle pareti laterali esistenti mediante cordolo sez. 15 x 20 cm.

Se in corso d'opera si dovessero rilevare parti delle pareti laterali degradate verranno sostituite con nuovi setti in c.a. , spessore di 20 cm, armate con doppia rete  $f 8/20 \times 20$ , moiette di collegamento  $9f 8/mq$ , oppure rinforzate con una lastra in c.a. spessore minimo 10 cm ed armata con doppia rete  $f 8/20 \times 20$ . Se anche le fondazioni dovessero manifestare localmente indizi di cedimento o degrado si realizzeranno nuove fondazioni di sez.  $H30 \times 60$  cm, incassate nel sottosuolo con estradosso a filo pavimento esistente (vedi armature nella tavola allegata).

I carichi complessivi sulle pareti e le fondazioni del condotto non subiranno sostanziali modifiche.

### 2.1.1 Carichi

La soletta in progetto viene dimensionata per poter essere carrabile da autovetture e autocarri di media taglia (fino a  $300 \text{ kN} = 300$  quintali complessivi , dei quali al max 200 sull'asse posteriore e 100 sull'asse anteriore).

Si fa riferimento quindi alle indicazioni che le NTC 08 forniscono per i carichi accidentali da traffico per i ponti stradali.

In questo caso però i carichi verticali e le impronte di carico non sono dirette nel senso del solaio ma in direzione ortogonale.

Con riferimento al cap. 5 delle NTC08 si considerano presenti i carichi permanenti (strutturali e non) ed i carichi accidentali da traffico, mentre non si considerano presenti le distorsioni, le azioni del vento e della neve (trascurabili rispetto alle azioni da traffico), le azioni eccezionali, le azioni sismiche (per il fatto che si tratta di un'opera interrata e confinata da altre strutture).

La struttura è classificabile ad 1 sola corsia (larghezza convenzionale = 3 m).

Le azioni variabili da traffico ipotizzabili in questo caso sono quelle descritte agli schemi di carico 1 (caso  $q_{3k}$ ), 2, 4 e 5.

Si ritiene ragionevole limitare il carico degli automezzi transitabile sulla soletta, viste le dimensioni ristrette della carreggiata (larghezza minima = 2,3 m circa) e l'utilizzo secondario ed occasionale della strada. Il carico tipo 1 (caso  $q_{3k}$ ) - corrisponde comunque ad un automezzo di peso complessivo pari a circa  $300 \text{ kN} = 30$  tonnellate.

Il caso più gravoso è dato dalle condizioni di carico 1 , dove si prevedono 4 carichi concentrati  $Q = 100 \text{ kN}$  posizionati su impronte di  $40 \times 40$  cm (distanziate ad interasse di 1,2 m nel senso della percorrenza, di 2,0 m nel senso ortogonale), più un carico distribuito  $q = 2,5 \text{ kN/m}^2$  .

A questi aggiungiamo il peso permanente  $G1 = 25 \times 0,32 = 8 \text{ kN/m}^2$  derivante dal peso proprio della struttura che praticamente coincide il 100% del peso proprio complessivo, poiché anche lo strato di pavimentazione è costituito da cls, anche se non assolverà funzione strutturale.



## 2.1.2. Sollecitazioni e verifiche

Lo schema di calcolo è quello di solaio ad 1 campata su 2 appoggi semplici.

La luce considerata è quella massima di 3,0 m.

Si considera una striscia di solaio di 1 m di larghezza (considerando che il carico concentrato su impronta di 40x40 cm si distribuisca a 45°, su uno spessore medio di 35 cm). I 4 carichi concentrati si considerano disposti in asse alla strada.

La verifica principale è quella allo SLU, con i coefficienti di sicurezza  $g_1 = 1,35$  (pesi propri permanenti strutturali) e  $g_2 = 1,35$  (carichi accidentali da traffico) e coefficienti di combinazione  $\gamma_{oj} = 0,75$

Le sollecitazioni sono:

Momento flettente  $M_{max} = 1,35 \times (1/8 \times 8 \times 3,0^2) + 0,75 \times 1,35 \times (1/8 \times 2,5 \times 3,0^2 + 100 \times 0,6) = 65,62$  kNm/m <  $M_{rd} = 87,45$  kNm/m

Verifica positiva

Taglio:  $T_{max} = 1,35 \times (1/2 \times 8 \times 3,0) + 0,75 \times 1,35 \times (1/2 \times 2,5 \times 3,0 + 100) = 121,25$  kN/m <  $V_{rd} = 135$  kN/m

Si esegue la verifica secondo la formulazione da adottarsi per sezioni prive di specifica armatura al taglio.

Verifica positiva

Tale verifica è valida anche per la verifica a punzonamento, essendo la superficie di calcolo del punzonamento ( $= 4 \times 0,70 \times 0,25 = 0,70$  mq) > della superficie resistente all'appoggio ( $= 1,0 \times 0,25 = 0,25$  mq).

La compressione semplice sulle pareti del canale risulta:  $N_d = 130$  kN/m.

La resistenza a compressione, anche ipotizzando un calcestruzzo C20/25 è  $N_r = 200 \times 1000 \times 11,76/1000 = 2352$  kN >  $N_d$ , verifica soddisfatta.

## 2.2 Impalcato ponte sospeso

### 2.2.1 Carichi

La passerella è classificabile come ponte stradale di 3<sup>a</sup> categoria (punto 5.1.3.3.4) e sarà verificato come soggetto allo schema di carico 5 (folla compatta pari a 5,0 kN/mq).

Non essendo aperta al traffico leggero non si ritiene necessario verificare l'impalcato anche con lo schema di carico n. 4 (carico concentrato di 1 kN su impronta 10x10 cm + carico distribuito di 2,5 kN/mq) di cui al punto 5.1.3.3.3.

Si valuta tuttavia anche una condizione di carico intermedia, che potrebbe verificarsi in caso di lavori di manutenzione o di posa di carichi concentrati in occasione di qualsivoglia natura.

Si è verificato che la struttura progettata resiste anche in una condizione di carico in cui si applica un carico concentrato di 0.35 kN su impronta 10x10 cm + carico distribuito di 2,5 kN/mq, come di seguito verrà esposto.

Pertanto qualora si rendesse necessario mettere in atto una condizione di carico come sopra descritta andranno rispettati tali limiti di carico.

Si prescrive inoltre il posizionamento di idonea tabella informativa sui carichi massimi consentiti su entrambi i punti di accesso al ponte.

### 2.2.2. Sollecitazioni e verifiche

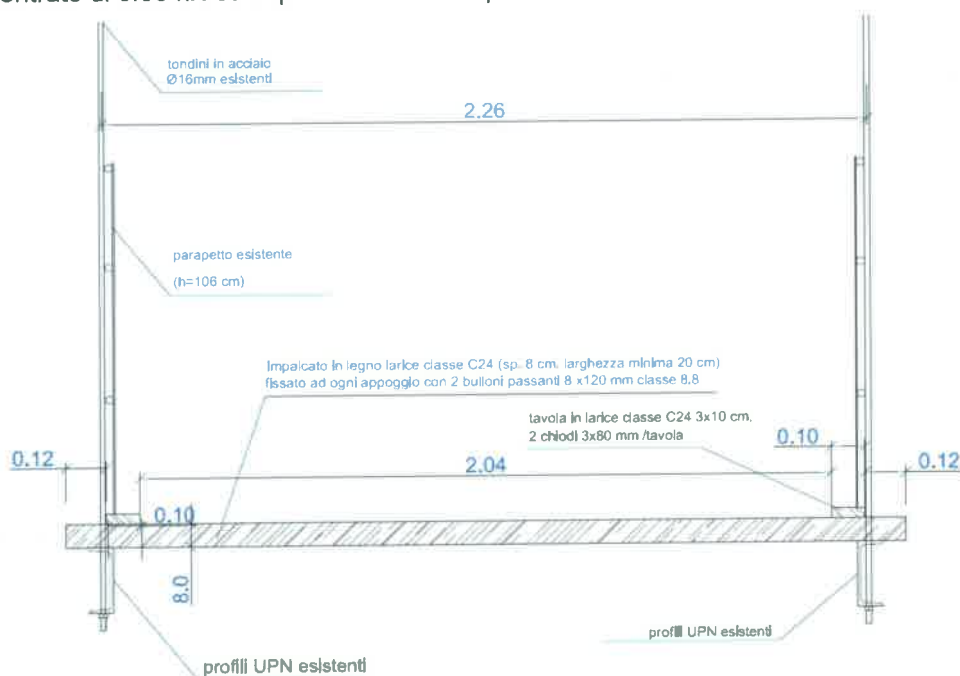
Si prevede l'utilizzo di travicelli/tavoloni aventi altezza di 8 cm e larghezza minima di 20 cm, in legno massiccio di larice, classe C24.

Gli elementi verranno mantenuti leggermente separati l'uno dall'altro (circa 5 mm) in modo da evitare ristagni di acqua piovana sull'impalcato.

La luce di calcolo è pari a 2,24 m.

lo schema è di trave su 2 appoggi.

Viene verificato l'elemento sia con il carico tipo 4 (500 daN/mq uniforme), sia nella condizione con carico concentrato di 0.35 kN su impronta 10x10 cm posto in mezzaria + carico distribuito di 2,5 kN/mq





**VERIFICA TRAVETTI 20 x H 8 cm IMPALCATO PONTE PEDONALE  
CARICHI AGENTI SCHEMA 5**

**Permanenti strutt**

	b (m)	h (m) (m)	densità	peso (daN/m)
trave	0.2	0.08	500	8
L influenza (m)	0.20			

**Variabili accidentali**

	peso (daN/m <sup>2</sup> )
altro	0 Q2
affollamento	500 Q1

**COMBINAZIONI DI CARICO**

<b>slu</b>	p slu	160 daN/m			
	$\gamma_{G1}$	1.3			
	$\gamma_{G2}$	1.5			
	$\gamma_{O1}$	1.5			
	$\gamma_{O2}$	1.5	$\psi_{O2}$	0	
<b>slc</b>					
	$\gamma_{G1}$	1			
<b>rara</b>	$\gamma_{G2}$	1	p rara	108 daN/m	
	$\gamma_{O1}$	1			
	$\gamma_{O2}$	1			$\psi_{O2}$ 0
	$\gamma_{G1}$	1			
<b>qp</b>	$\gamma_{G2}$	1	p qp	8 daN/m	
	$\gamma_{O1}$	1			$\psi_{21}$ 0
	$\gamma_{O2}$	1			$\psi_{22}$ 0

**SOLLECITAZIONI**

	appoggio-appoggio	kmod	0.6
Luce (mm)	2240	$\gamma_M$	1.5
M max	1.01E+06 Nmm	fmk	24 legno massiccio C24
T max	1.80E+03 N	fvk	2.5
W	2.13E+05 mm <sup>3</sup>	Inerzia	8.53E+06 mm <sup>4</sup>
A	1.60E+04 mm <sup>2</sup>		

Relazione tecnica strutturale riqualificazione collegamento pedonale in centro storico e passerella sul Natisone.

tens m,d	4.7 MPa	<	9.60 MPa	ok
t d	0.2 MPa	<	1.00 MPa	ok

**CALCOLO DELLA FRECCIA**

u fin	3.74	mm	kdef	0.6
L/250	8.96	mm	E 0,mean	11600 MPa
u in	3.58	mm		
u dif	0.26	mm		
verifica freccia	u fin	<	L/250	ok
	3.74	<	8.96	

**VERIFICA TRAVETTI 20 x H 8 cm IMPALCATO PONTE PEDONALE**

**CARICHI AGENTI**

**CARICO CONCENTRATO**

Permanenti strutt	b (m)	h (m)	densità	peso (daN/m)
trave	0.2	0.08	500	8
	L influenza (m) 0.20			
Variabili accidentali				peso (daN/m <sup>2</sup> )
affollamento				250 Q1
carico concentrato	<b>350daN</b>			

**COMBINAZIONI DI CARICO**

slu	p slu	uniforme	concentrato in mezzaria
		85daN/m	525daN
	γ <sub>G1</sub>	1.3	
	γ <sub>G2</sub>	1.5	
	γ <sub>O1</sub>	1.5	
	γ <sub>O2</sub>	1.5ψ <sub>02</sub>	0
sle			
	γ <sub>G1</sub>	1	
rara			
	γ <sub>G2</sub>	1	p rara 58daN/m
	γ <sub>O1</sub>	1	
	γ <sub>O2</sub>	1	ψ <sub>02</sub>
	γ <sub>G1</sub>	1	
qp			
	γ <sub>G2</sub>	1	p qp 8daN/m
	γ <sub>O1</sub>	1	ψ <sub>21</sub>
	γ <sub>O2</sub>	1	ψ <sub>22</sub>

**SOLLECITAZIONI**

	appoggio-appoggio	k <sub>mod</sub>	0.6
Luce (mm)	2240	γ <sub>M</sub>	1.5
		f <sub>mk</sub>	24legno massiccio C24
		f <sub>vk</sub>	2.5
M max	2.01E+06Nmm		
T max	3.58E+03N		
W	2.13E+05mm <sup>3</sup>	Inerzia	8.53E+06mm <sup>4</sup>
A	1.60E+04mm <sup>2</sup>		
tens m,d	9.4MPa	<	9.60MPa ok
t d	0.3MPa	<	1.00MPa ok

**CALCOLO DELLA FRECCIA**

		k <sub>def</sub>	0.6
u fin	2.08 mm	E 0,mean	11600MPa
L/250	8.96 mm		
u in	1.92 mm		
u dif	0.26 mm		
verifica freccia	u fin	<	L/250 ok
	2.08	<	8.96

## 2.3 Nuovi muri in pietra armata piazzetta borgo Cucovas

### 2.3.1 Descrizione – Carichi

La nuova configurazione della Piazzetta in borgo Cucovas prevede la realizzazione di alcuni muri in pietra di delimitazione di diverse aree funzionali, e non avranno funzioni strutturali di alcun tipo.

I muri avranno altezza fuori terra pari a max 180 cm e spessore di 50 cm; tali muri si approfondiranno per circa 20 cm al di sotto del piano stradale e saranno posti su fondazioni in c.a., gettate su apposito magrone.

I muri saranno armati al centro con barre verticali (1  $\phi$  12 /50) ed orizzontali ( 1  $\phi$  8/30) in modo da garantire la resistenza al vento (condizione fondamentale) ed all'azione sismica orizzontale.

Il pietrame dovrà essere compatto, non sfogliabile, squadrato e ben apparecchiato con sovrapposizione alternata dei conci sia nel senso longitudinale sia nel senso trasversale della muratura, con riempimento completo dei giunti orizzontali e verticali tra i conci con malta di calce idraulica avente caratteristiche di resistenza classificate come M10 o superiore. I conci in pietra dovranno garantire una resistenza caratteristica a compressione minima di almeno  $f_{ck} > 7,5$  N/mm<sup>2</sup>.

Dalla tabella 11.10.VI delle NTC 08 si ricava che la resistenza caratteristica della muratura a compressione è pari a  $f_k = 4,5$  N/mm<sup>2</sup>.

Nella verifica agli SLU della sezione più sollecitata si adotta quindi un cls equivalente avente tale valore di  $f_k$ .

### 2.2.2. Sollecitazioni e verifiche

Si assume per sicurezza un'altezza massima fuori terra pari a 1,8 m.

#### A) Vento:

i manufatti si trovano in ambito urbano, quindi zona B, cat. IV. Il coefficiente di forma per superfici piane corrisponde a  $C_p = 1,6$ .

La condizione di carico fondamentale del peso proprio + vento non costituisce la situazione più gravosa, data invece dall'azione sismica.

Di seguito i dati di verifica relativi al vento derivanti da semplice foglio di calcolo. Si sono valutate le sollecitazioni applicando al peso proprio sia il coefficiente 0,9 sia il valore 1,3.

Muro H 1,8 m

#### DATI GEOMETRICI E DEI MATERIALI

peso specifico muratura	2200	daN/mc
spessore	0.45	m
altezza fuoriterra	1.80	m
altezza entro terra	0.20	m
altezza fondazione	0.25	m
spessore magrone	0.10	m

larghezza B fondazione	1.30	m
peso specifico c.a.	2500	daN/mc
resistenza caratteristica minima singolo concio di pietra	7.5	N/mm <sup>2</sup>
malta di allettamento	M10	
resistenza caratteristica a compressione f <sub>k</sub>	4.5	N/mm <sup>2</sup>
modulo di elasticità E	4500	N/mm <sup>2</sup>
modulo di elasticità tangenziale G	1800	N/mm <sup>2</sup>
peso terreno sopra fondazione	1700	daN/mc
Periodo proprio di oscillazione (sezione intera)	0.055	s
Periodo proprio di oscillazione (sezione parzializzata a 0,55 H)	<b>0.136</b>	s

VERIFICA ALL'AZIONE DEL VENTO

spinta vento a meno del fattore di forma (=Q <sub>b</sub> *C <sub>e</sub> *C <sub>d</sub> )	63.9	daN/mq
coeff. forma C <sub>p</sub>	1.6	
pressione vento P	102.24	daN/mq
Spinta complessiva vento = P* H	184.0	daN
altezza applicazione risultante	0.9	m (dal p.c.)
Momento flettente alla base muro	202.4	daNm/m
Momento ribaltante alla base fondazione	248.4	daNm/m
coeff. sicurezza sulle azioni sfavorevoli	1.5	vento
coeff. sicurezza sulle azioni favorevoli	0.9	peso proprio
Med	373	daNm/m
Mrd	1414	daNm/m
Mrd/Med =	3.8	<b>verificato</b>

Pressione sul terreno

peso totale alla base fondazione N	2659.5	daN/m	con γ = 0.
	3841.5	daN/m	con γ = 1.
eccentricità e Med/N	0.14	m	con γ = 0.
	0.10	m	con γ = 1.
larghezza/6	0.20	m	
pressione max in fondazione	0.223	daN/cm <sup>2</sup>	con γ = 0.
	0.322	daN/cm <sup>2</sup>	con γ = 1.

R<sub>d</sub> = 2,7 daN/cm<sup>2</sup> > 0,32 daN/cm<sup>2</sup>      VERIFICATO

## B) Sisma:

Si assume: classe d'uso II , vita nominale 50 anni , coefficiente d'uso = 1, terreno tipo A, coeff. topografico T1, S= 1

dal programma spettri Ntc

TB	0.110sec	
TC	0.330sec	
TD	1.934sec	
F0		2.4012
eta		1
ag		0.2486g
S		1

Il periodo proprio è calcolato con la formula per una mensola incastrata alla base ed avente massa uniformemente distribuita in altezza:

$$T=8 \cdot H^2 / [\pi \cdot \text{radq}((E \cdot J)/(q \cdot g))]$$

Con H = altezza muro, J = momento d'inerzia minore di un m di muro (cioè nel senso trasversale, per azioni fuori piano)

Il primo modo proprio è stato anche verificato con apposito modello semplice elaborato con software Nolian.

B.1 : MURO h = 1,80 +0,20 = 2,0 m

H media	2 m	2 m
T1 (s)	0.135 (da modello Nolian)	0.084 (formula da NTC)

caso	TB <= T < TC
Se (T1)	0.597g

### FATTORE STRUTTURA

q0	1.5	parete in muratura armata fuoripiano
k R	1	regolare in altezza
q	1.5	

### CALCOLO FORZA ALLA BASE MURATURA

Sd (T1)	0.398 g
W	19.80 kN
lamda	1
Fh	<b>7.880</b> kN

### VERIFICA AL RIBALTAMENTO

Spinta sismica con q = 1,5	788.0	daN/m
altezza applicazione risultante	1.0	m (dalla fondazione)
Momento flettente alla base muro	788.0	daNm/m
Spinta sismica con q = 1	1181.9	daN/m
Momento ribaltante alla base fondazione (q = 1)	1477.4	daNm/m
Peso alla base muratura	1980.0	daN/m
coeff. sicurezza sulle azioni sfavorevoli	1	sisma
coeff. sicurezza sulle azioni favorevoli	1	peso proprio
Med	1477	daNm/m
Mrd	1767	daNm/m



Mrd/Med =	1.196	<b>verificato</b>	
<b>VERIFICA ALLO SCORRIMENTO</b>			
angolo d'attrito tra terreno e fondazione	30	°	
Vrd = N* tg/1,1 (tab. 6.5.I)	1461.9		
Vrd/Ved =	1.24	<b>verificato</b>	
Pressione sul terreno			
peso totale N alla base fondazione	2787.0	daN/m	$\gamma = 1$
eccentricità e = Med/N			
	0.530	m	$\gamma = 1$
larghezza/6			
	0.20	m	
larghezza efficace fondazione (= B - 2*e)			
	0.14	m	
pressione max in fondazione			
	2.659	daN/cm <sup>2</sup>	$\gamma = 1$
Rd = 3,74 daN/cm <sup>2</sup> > 2,659 daN/cm <sup>2</sup> VERIFICATO			
Momento flettente mensola di fondazione			
	1163.88	daNm/m	
Taglio			
	2787.0	daN/m	
N assiale (= reazione terreno alla spinta sismica)			
	1181.9	daN/m	

Verifica sezione presso inflessa alla base del muro.

Armatura centrale: 1  $\phi$  12/50 verticale

Verifica C.A. S.L.U. - File: MURO PIETRA 1,4

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

Titolo: MURATURA IN PIETRA ARMATA h = 2 m

N° strati barre 2 Zoom

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm <sup>2</sup> ]	d [cm]
1	100	30	1	2.26	20
			2	0	0

Sollecitazioni S.L.U. Metodo n

N<sub>Ed</sub> 19.8 kN  
M<sub>xEd</sub> 7.88 kNm  
M<sub>yEd</sub> 0

Materiali

B450C		C8/10	
E <sub>su</sub>	67.5 ‰	E <sub>c2</sub>	
f <sub>yd</sub>	391.3 N/mm <sup>2</sup>	E <sub>cu</sub>	
E <sub>s</sub>	200,000 N/mm <sup>2</sup>	f <sub>cd</sub>	
E <sub>s</sub> /E <sub>c</sub>		f <sub>cc</sub> /f <sub>cd</sub>	
E <sub>syd</sub>	1.957 ‰	σ <sub>c,adm</sub>	4.75
σ <sub>s,adm</sub>	255 N/mm <sup>2</sup>	τ <sub>co</sub>	0.3333
		τ <sub>c1</sub>	1.257

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

σ 0 cm Col. modello

Precompresso

M<sub>xRd</sub> 19.33 kNm

σ<sub>c</sub> -4.533 N/mm<sup>2</sup>

σ<sub>s</sub> 391.3 N/mm<sup>2</sup>

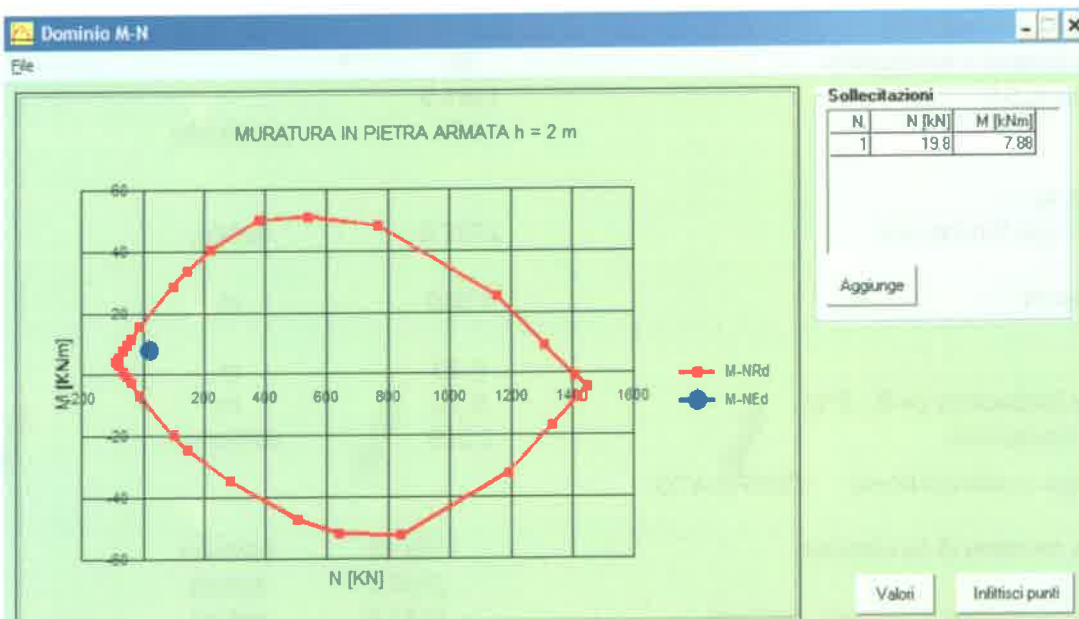
ε<sub>c</sub> 3.5 ‰

ε<sub>s</sub> 20.28 ‰

d 20 cm

x 2.944 x/d 0.1472

δ 0.7



Si evidenzia che anche la verifica della sezione alla base con forze sismiche derivanti da  $q = 1$  sarebbe ampiamente soddisfatta.

Verifica sezione fondazione a mensola (armata trasversalmente con le staffe  $\phi 8/15$ ).

**Verifica C.A. S.L.U. - File:**

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

Titolo: **sezione fondazione a mensola muro H 1,80**

N° strati barre: **2** **Zoom**

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	100	25	1	3.02	4
			2	3.02	21

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

**Sollecitazioni**  
 S.L.U. **Metodo n**  
 N<sub>Ed</sub> **11.82** **7.88** kN  
 M<sub>xEd</sub> **11.64** **7.76** kNm  
 M<sub>yEd</sub> **0** **0**

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

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

**Tipo flessione**  
 Retta  Deviata

**Materiali**  
**B450C** **C25/30**  
 ε<sub>su</sub> **67.5** ‰ ε<sub>c2</sub>  ‰  
 f<sub>yd</sub> **391.3** N/mm² ε<sub>cu</sub>  ‰  
 E<sub>s</sub> **200,000** N/mm² f<sub>cd</sub> **14.17**  
 E<sub>s</sub>/E<sub>c</sub>  f<sub>cc</sub>/f<sub>cd</sub>  ?  
 ε<sub>syd</sub> **1.957** ‰ σ<sub>c,adm</sub> **9.75**  
 σ<sub>s,adm</sub> **255** N/mm² τ<sub>co</sub> **0.6**  
 τ<sub>c1</sub> **1.829**

**Lato calcestruzzo - Acciaio snervato**  
 M<sub>xRd</sub> **28.78** kN m  
 σ<sub>c</sub> **-14.17** N/mm²  
 σ<sub>s</sub> **391.3** N/mm²  
 ε<sub>c</sub> **3.5** ‰  
 ε<sub>s</sub> **30.55** ‰  
 d **21** cm  
 x **2.159** x/d **0.1028**  
 δ **0.7**

**Calcola MRd** **Dominio M-N**  
 L<sub>o</sub> **0** cm **Col. modello**  
 **Precompresso**

**REGIONE AUTONOMA FRIULI VENEZIA GIULIA**  
**PROVINCIA DI UDINE**

**COMUNE DI SAN PIETRO AL NATISONE**

**LAVORI DI RIQUALIFICAZIONE E VALORIZZAZIONE DEL COLLEGAMENTO PEDONALE TRA IL  
CENTRO STORICO DEL COMUNE E LA PASSERELLA SUL NATISONE E DELLE ZONE  
CIRCOSTANTI.**

**PROPRIETA': Comune di San Pietro al Natisone**

**RELAZIONE GEOTECNICA E SULLE FONDAZIONI**

Descrizione opera e interventi:

a) Tombotto

Le pareti del canale e le relative fondazioni (si ipotizza una sezione di circa 60 cm di larghezza) sono esistenti: in caso di eventuale necessità, per eventuale degrado dell'esistente, si prevede di realizzare – ove occorrente – nuove sezioni in c.a. con sezione 60 x H 30 cm armate con 4+4  $\phi$  16, staffe  $\phi$  8/20.

L'estradosso delle fondazioni attuali è situato a circa 1,3 – 1,4 m di profondità rispetto al piano stradale. Nei calcoli si adotta cautelativamente una profondità minore, pari a 1,2 m. Si ipotizza che le fondazioni siano poste direttamente sul substrato roccioso, come si è riscontrato in più di una sezione del tombotto.

b) muri in pietra

I muri avranno una fondazione continua a sezione rettangolare dimensionata in modo da resistere al ribaltamento in condizioni sismiche, assumendo come forza agente quella derivante da un'analisi statica valutata con lo spettro elastico ( $q = 1$ ). Le fondazioni sono verificate sia sotto l'azione del vento (e considerate come fondazioni superficiali soggette a carichi variabili + permanenti) sia in condizioni sismiche, ed in tal caso si è assunto più corretto considerare l'opera come equivalente ad un muro di sostegno (coefficienti R3 ridotti come da tabella 6.5.1), verificandola in condizioni EQU a ribaltamento, scorrimento e la capacità portante.

Indagini geognostiche: vedi Rel. Geologica

Caratterizzazione geotecnica, modellazione e pericolosità sismica del sito:

dalla Relazione geologica allegata redatta dal dott. Geologo Sergio Beltrame, si riassumono le caratteristiche del sito su cui andranno edificate le opere di progetto, riassumibili in:

a) il sito è posto in piano all'interno di un centro abitato,

b) terreno interessato dal carico caratterizzato da:

terreno sciolto di tipo sabbioso-ghiaioso in matrice limosa, a partire da una profondità di circa 0,6 – 1,0 m, avente i seguenti parametri geotecnici:

angolo d'attrito  $\phi = 30,0^\circ$ , peso specifico  $\gamma = 1900 \text{ kg/m}^3$ , coesione  $c = 0,1 \text{ Kg/cm}^2$ ;

c) falda acquifera a circa - 5 m dal p.c.,

d) rischi di fluidificazione assenti;

modello: fondazione continua

pericolosità sismica: terreno tipo A – situazione topografica: T1

Problemi geotecnici e scelte tipologiche opere di fondazione:

non sussistono problematiche particolari; i carichi sul terreno non aumenteranno, si manterranno le fondazioni esistenti (ipotizzate larghe almeno 60 cm), in caso di necessità si realizzeranno ex novo nella stessa larghezza.

Non si tiene conto di condizioni sismiche poichè l'opera è confinata entro il terreno consolidatosi negli anni e quindi si può considerare come direttamente ancorata al piano zero di riferimento sismico.

Verifica della sicurezza e delle prestazioni: identificazione dei relativi stati limite:

si verificano le fondazioni del tombotto e del muro maggiormente caricato nella condizione di SLU. Il criterio di calcolo adottato è l'approccio 2:

**CAPACITÀ PORTANTE DELLE FONDAZIONI**

Per analizzare la capacità portante del terreno di fondazione secondo il metodo di TERZAGHI è prevista la formula:

$$q_{lim} = c \cdot N_c + \gamma \cdot N_q \cdot D_f + \gamma \cdot B/2 \cdot N_\gamma$$

con

$N_c, N_q, N_\gamma$  = fattori di capacità portante in funzione di K sismico a rottura generale [adimensionali]

c = coesione [kPa]

$\gamma$  = peso di volume del terreno [kN/m<sup>3</sup>]

$D_f$  = distanza del piano di posa delle fondazioni dal p.c. [m]

B = larghezza della fondazione [m]

**FONDAZIONE TOMBOTTO**

**dati d'ingresso:**

Nc	30.0	$q_{lim} =$	0.828 N/mm <sup>2</sup>
Nq	18.3		
N $\gamma$	15.6	Rd cap port=	<b>0.360</b> N/mm <sup>2</sup>
c	10.0 kPa		<b>3.60</b> Kg/cm <sup>2</sup>
prof. falda	5.0 m		
$\gamma$ terreno	19.0 kN/m <sup>3</sup>		
Df	1.20 m		
a	10.00 m	lunghezza plinto	
B	0.60 m	larghezza plinto	
coef. cap port =	<b>2.3</b>		
		$\gamma R$	<b>1</b> M1
$\phi'$	30.0 °	$\phi$	<b>30.0</b>
Coeff. forma Vc	1.0	tang $\phi$	<b>0.57735</b>

Coeff. forma Vt	1.0	tang $\phi / \gamma R$	0.57735
Coeff. forma Vb	1.0	$\phi'$	30

**dati ricavati:**

$\gamma$ sopra f.	<u>19.5</u> kN/m <sup>3</sup>
$\gamma$ sotto f.	<u>19.</u> kN/m <sup>3</sup>
$\gamma$ immerso	<u>9.</u> kN/m <sup>3</sup>

Verifica pressione sul terreno

Peso fondazione + parete	7.50 kN		
Peso struttura + accidentale	130.00 kN		
Peso complessivo	137.50 kN		
eccentricità	0.00 m		
Area A'	0.60 m <sup>2</sup>		
<b>CARICO CENTRATO</b>			
q ult	0.828 N/mm <sup>2</sup>	8.28 kg/cm <sup>2</sup>	
Rd = q ult / $\gamma R$	<b>0.360</b> N/mm <sup>2</sup>	<b>3.60</b> Kg/cm <sup>2</sup>	
Ed = 137.5x10 <sup>3</sup> /600x1000	0.229 N/mm <sup>2</sup>	<b>2.29</b> Kg/cm <sup>2</sup>	

VERIFICA Rd / Ed 1.55 > 1 ok  
 La verifica in condizioni statiche è soddisfatta.

**FONDAZIONE muro h 1,80 m, azione vento.**

**dati d'ingresso:**

Nc	<u>30.0</u>	q <sub>lim</sub> =	0.622 N/mm <sup>2</sup>
Nq	<u>18.3</u>		
N <sub>γ</sub>	<u>15.6</u>	Rd cap port=	<b>0.270</b> N/mm <sup>2</sup>
c	<u>10.0</u> kPa		= <b>2.70</b> Kg/cm <sup>2</sup>
prof. falda	<u>5.0</u> m		
$\gamma$ terreno	<u>19.0</u> kN/m <sup>3</sup>		
Df	<u>0.50</u> m		
a	<u>10.00</u> m	lunghezza plinto	
B	<u>0.90</u> m	larghezza plinto	
coef. cap port = R3 =	<u>2.3</u>		
$\phi'$	<u>30.0</u> °	$\gamma R$	<u>1</u> M1
Coeff. forma Vc	1.0	$\phi$	<u>30.0</u>
Coeff. forma Vt	1.0	tang $\phi$	0.5774
Coeff. forma Vb	1.0	tang $\phi / \gamma R$	0.5774
		$\phi'$	30

**FONDAZIONE muro h 1,80 m, azione sismica.**

**dati d'ingresso:**

Nc	<u>30.0</u>	q <sub>lim</sub> =	0.524N/mm <sup>2</sup>
Nq	<u>18.3</u>		

Relazione tecnica strutturale riqualificazione collegamento pedonale in centro storico e passerella sul Natisone.

$N\gamma$	15.6	$Rd \text{ cap port} =$	<b>0.374N/mm<sup>2</sup></b>
c	10.0kPa		<b>= 3.74Kg/cm<sup>2</sup></b>
prof. falda	5.0m		
$\gamma$ terreno	19.0kN/m <sup>3</sup>		
Df	0.50m	lunghezza plinto	
a	10.00m	larghezza plinto	
B	0.28m	(Vedi Tabella 6.5.I)	
coef. cap port = R3 =	<b>1.4</b>	$\gamma R$	<b>1</b> M1
$\phi'$	<b>30.0°</b>	$\phi$	<b>30.0</b>
Coeff. forma Vc	1.0	tang $\phi$	0.5774
Coeff. forma Vt	1.0	tang $\phi / \gamma R$	0.5774
Coeff. forma Vb	1.0	$\phi'$	30

Buja, marzo 2014

Il progettista strutturale: arch. Gianfranco Pezzetta

appe udine

ordine degli architetti  
pianificatori paesaggisti  
e conservatori della  
provincia di udine

**gianfranco pezzetta**  
albo sez. A/a - numero 553  
architetto



REGIONE AUTONOMA FRIULI VENEZIA GIULIA  
PROVINCIA DI UDINE

COMUNE DI SAN PIETRO AL NATISONE

LAVORI DI RIQUALIFICAZIONE E VALORIZZAZIONE DEL COLLEGAMENTO PEDONALE TRA IL  
CENTRO STORICO DEL COMUNE E LA PASSERELLA SUL NATISONE E DELLE ZONE  
CIRCOSTANTI.

PROPRIETA': Comune di San Pietro al Natisone

PIANO DI MANUTENZIONE DELLE PARTI STRUTTURALI  
DELL'OPERA

Piano dei controlli

**a) per il tombotto:**

Si prevede di effettuare con cadenza almeno biennale una verifica a vista delle parti strutturali del manufatto da parte del personale tecnico addetto al Servizio Manutentivo a disposizione dell'Amministrazione committente, allo scopo di verificare:

lo stato delle strutture in c.a. (per quanto possibile), per individuare eventuali fenomeni di degrado e/o evidenziabili attraverso deformazioni anomale, fessurazioni, crepe o eventuali fenomeni di esposizione alla corrosione dei ferri di armatura, degrado del cls;

lo stato dei manufatti secondari in acciaio quali pozzetti, grigliati etc... per individuare eventuali indizi di fenomeni corrosivi, con rilievo anche di eventuali deformazioni anomale o altri fenomeni di degrado;

**b) per l'impalcato del ponte sospeso:**

Si prevede di effettuare con cadenza almeno biennale una verifica a vista delle parti strutturali del manufatto, allo scopo di verificare:

lo stato delle strutture in legno e di quelle in acciaio, per individuare eventuali fenomeni di degrado nel legno o di corrosione nel metallo, evidenziabili anche attraverso deformazioni anomale, fessurazioni, crepe o eventuali fenomeni di esposizione alla corrosione dei ferri di armatura, degrado del cls; particolare attenzione andrà posta alle parti metalliche o lignee non immediatamente in vista, come ad esempio i lati inferiori delle strutture d'impalcato, oppure i cavi d'acciaio in sommità dei pilastri in c.a. ;

**c) per i muri in pietra:**

Si prevede di effettuare con cadenza almeno biennale una verifica a vista delle parti del manufatto in vista da parte del personale tecnico addetto al Servizio Manutentivo a disposizione dell'Amministrazione committente, allo scopo di verificare lo stato dei paramenti, per individuare eventuali fenomeni di degrado e/o evidenziabili attraverso deformazioni anomale, fessurazioni, crepe, distacchi di conci in pietra;

## Piano degli interventi

### Per il tombotto:

- Ogni cinque / dieci anni:

- 1) trattamento elementi metallici con idoneo impregnante protettivo.

### Per il ponte sospeso:

- Ogni 2/3 anni:

- 1) trattamento elementi metallici con idoneo impregnante protettivo.
- 2) trattamento elementi lignei con idoneo impregnante protettivo.

Alla bisogna in caso di necessità manutentive alle parti in c.a.

### Per i muri in pietra :

Alla bisogna in caso di necessità manutentive al paramento in pietra ed eventualmente alle fondazioni in c.a.

Buja, marzo 2015

Il progettista strutturale : arch. Gianfranco Pezzetta

ordine degli architetti  
pianificatori paesaggisti  
e conservatori della  
provincia di udine

gianfranco pezzetta  
albo sez. A/a - numero 553  
architetto

Il committente : .....

Il D.L. : arch. Gianfranco Pezzetta

ordine degli architetti  
pianificatori paesaggisti  
e conservatori della  
provincia di udine

gianfranco pezzetta  
albo sez. A/a - numero 553  
architetto