

**AMMINISTRAZIONE COMUNALE DI  
OROSEI (NU)**

Progetto definitivo -esecutivo degli interventi di manutenzione straordinaria del ponte della Marina di Orosei e della passerella pedonale in località Osalla.

**RG.002**  
**ELABORATO :**  
**Relazione di calcolo**

**REDATTO IL : dicembre 2017**

**AGGIORNAMENTO :**

**PROGETTISTA : ing. Erica Rombi**

**IL RUP**

**COLLABORATORE : ing. Elisabetta Piras**

## Sommario

PREMESSA.....	3
1. NORMATIVA DI RIFERIMENTO.....	3
2. DESCRIZIONE DELL'OPERA: SCELTE E TIPOLOGIE STRUTTURALI .....	3
2.1 Ipotesi di partenza .....	3
2.2 Ponte Sa Marina .....	3
2.3 Passerella pedonale "Osalla" .....	4
3. VITA NOMINALE, CLASSI D'USO E PERIODO DI RIFERIMENTO .....	5
Vita Nominale .....	5
Classi D'uso.....	5
Periodo di riferimento per l'azione sismica .....	5
4. CARATTERISTICHE MATERIALI .....	6
4.1 Legno lamellare .....	6
4.2 Acciaio per bullonerie e piastre .....	6
5. MISURA DELLA SICUREZZA.....	7
6. AZIONI SULLA COSTRUZIONE.....	8
6.1 Azioni permanenti .....	8
6.2 Analisi dei carichi mobili sull'impalcato - $q_k$ e $Q_k$ .....	8
6.3 Azioni sui parapetti .....	8
6.4 Carico della neve .....	8
6.5 Azione del Vento.....	9
6.6 Sisma .....	10
7. COMBINAZIONI DI CALCOLO .....	10
8. DURABILITA.....	12
9. COLLAUDO .....	13
10. CALCOLO E VERIFICA ELEMENTI STRUTTURALI .....	13
10.1 Caratteristiche.....	13
10.2 Travi principali.....	14
Analisi delle Sollecitazioni per carichi permanenti .....	15
Analisi delle Sollecitazioni per carichi variabili da traffico .....	15
Valori di calcolo della resistenza .....	15
Verifica a flessione.....	16
Verifica a taglio .....	16
Verifica a instabilità .....	16
Verifica a deformazione (SLE) .....	16

Verifica a compressione appoggio .....	17
10.3 Parapetto.....	17
Corrimano.....	17
Montanti.....	18

## **PREMESSA**

Il presente elaborato costituisce la relazione di calcolo strutturale del progetto definitivo esecutivo dei lavori di manutenzione straordinaria del ponte carrabile in località "Marina di Orosei" e della passerella pedonale in località "Osalla" e nello specifico delle strutture che costituiscono la passerella pedonale di Osalla.

In questa sede vengono analizzati, descritti e verificati gli interventi di manutenzione straordinaria da eseguirsi sulle strutture esistenti, che interessano travi principali ed elementi secondari e che in generale non modificano il comportamento globale delle strutture, ma comportano un miglioramento delle condizioni di sicurezza esistenti.

Per verificare gli elementi strutturali e le sezioni sollecitate oggetto d'intervento, è stato utilizzato il metodo agli stati limite rispettando le prescrizioni previste dalle normative di riferimento.

## **1. NORMATIVA DI RIFERIMENTO**

D.P.R. 380/2001

Norme Tecniche per le Costruzioni - D.M. 14-01-08

Circolare 2 febbraio 2009, n. 617 - Istruzioni per l'applicazione delle "Nuove norme tecniche per le costruzioni" di cui al D.M. 14 gennaio 2008

Eurocodice 5;

DIN 1052;

## **2. DESCRIZIONE DELL'OPERA: SCELTE E TIPOLOGIE STRUTTURALI**

### **2.1 Ipotesi di partenza**

Le opere in oggetto furono realizzate negli anni '90 per collegare le spiagge della Marina di Orosei e di Osalla attraverso lo stagno di "Avalè Su Petrosu". Dette infrastrutture, eseguite all'interno dei lavori di regolazione idraulica e costruzione dei passaggi a mare dello stagno da parte del Consorzio di Bonifica della Sardegna Centrale, furono costruite con impalcati in legno poggiati su pile e spalle in cemento armato e regolarmente collaudate nel 2002 come risulta da Deliberazione del Commissario Straordinario n. 299-2002 del Consorzio.

Dal momento della loro costruzione fino ad oggi le suddette strutture non sono mai state sottoposte ad interventi di manutenzione, fattore che ha contribuito, sia anche a causa dell'uso intensivo, che delle difficili condizioni ambientali della zona, con particolare riguardo alla vicinanza al mare ed alla conseguente aggressione della salsedine, che si innescassero evidenti fenomeni di degrado.

Le due strutture allo stato attuale presentano differenti livelli di degrado che hanno portato ad elaborare interventi di diversa entità.

### **2.2 Ponte Sa Marina**

L'opera è classificata come costruzione di tipo 2 (cfr. par. 3), alle quali, in base alla Tabella 2.4.I del D.M. 14-01-08, è attribuita una vita nominale di massimo 50 anni. Essa è intesa come il numero di anni nel quale la struttura, purché soggetta alla manutenzione ordinaria, deve potere essere usata per lo scopo al quale è destinata. La suddetta opera, costruita negli anni 90, non ha ancora esaurito la sua vita utile ma non è mai stata sottoposta ad interventi di manutenzione

ordinaria. Le travi principali si presentano in buone condizioni, tuttavia in sede di progetto preliminare era stata prevista, prima della redazione della fase successiva di progettazione, l'esecuzione di prove di carico al fine di valutare l'idoneità statica della struttura. Non essendo stato possibile effettuare le suddette prove, sarà discrezione dell'Amministrazione provvedere all'effettuazione delle stesse per garantire l'utilizzo della struttura per gli scopi per i quali è stata progettata. Si prevedono pertanto interventi di sostituzione degli elementi secondari ammalorati con nuovi elementi in legno come meglio descritto nella relazione tecnico-descrittiva senza intervenire sugli elementi portanti in legno che devono essere nuovamente collaudati prima della messa in servizio.

I dati principali delle strutture del ponte sono:

Tipologia ponte	2 <sup>a</sup> categoria
Larghezza utile impalcato	4,50 m
Lunghezza impalcato	Luce totale di 25,20 m divisa in n° 4 campate da 6,30 m
Travi principali	N° 22 travi in legno di larice per campata di sezioni: 20*30 cm e 30*30 cm; luce di calcolo 6,30 m.
Elementi secondari	N°4 file di n° 22 elementi in legno di pino di sezione 20*30 cm e 30*30 cm e lunghezza 50-70 cm uniti da chiodi in acciaio D=16 mm.
Tavolato pavimentazione	Assoni in legno di pino spessore 5 cm

### 2.3 Passerella pedonale "Osalla"

La struttura, realizzata sempre negli anni 90', presenta evidenti fenomeni di degrado e marcescenza dovuti alla mancanza di manutenzione che hanno causato cedimenti dell'impalcato. Le travi portanti ed i traversi in corrispondenza delle spalle risultano marci ed in particolare l'ultima campata è priva dei due traversi sostituiti momentaneamente con due puntelli in mezzera. Le travi ed i traversi intermedi, seppur in condizioni migliori rispetto alle laterali, presentano anch'esse evidenti fenomeni di degrado. L'impalcato è quasi completamente saltato ed i parapetti laterali risultano marci e spezzati in più punti con allentamento dei fissaggi della viteria e della bulloneria in acciaio. I piloni in cemento armato appaiono in buone condizioni. Nonostante la costruzione, classificata anch'essa come costruzione di tipo 2, non abbia "sulla carta" esaurito la propria vita utile, appare evidente che non sia più in grado di essere usata per lo scopo al quale è destinata. Si prevede pertanto la sostituzione di tutte le strutture in legno principali e secondarie, adeguatamente dimensionate e verificate come riportato nella presente relazione senza intervenire sulle pile per le quali resta valido il collaudo del 2002.

I dati principali delle strutture del ponte sono:

Tipologia ponte	3 <sup>a</sup> categoria
Larghezza utile impalcato	1,60 m
Lunghezza impalcato	Luce totale di 30 m divisa in n° 4 campate da 7,50 m
Travi principali	N° 4 travi in legno lamellare di abete GL24h per campata di sezione 20*32; luce di calcolo 7,50

	m.
Elementi secondari	N°4 traversi per campata in legno lamellare di abete GL24h di sezione 20*20 cm e lunghezza pari a 2,50 m.
Tavolato pavimentazione	Assoni in legno di pino spessore 5 cm

### 3. VITA NOMINALE, CLASSI D'USO E PERIODO DI RIFERIMENTO

#### Vita Nominale

La vita nominale di un'opera strutturale  $V_N$  è intesa come il numero di anni nel quale la struttura, purché soggetta alla manutenzione ordinaria, deve potere essere usata per lo scopo al quale è destinata. La vita nominale dei diversi tipi di opere è quella riportata nella Tab. 2.4.I e deve essere precisata nei documenti di progetto, in questo caso

$$V_N \geq 50 \text{ anni.}$$

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

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

#### Classi D'uso

In presenza di azioni sismiche, con riferimento alle conseguenze di una interruzione di operatività o di un eventuale collasso, le costruzioni sono suddivise in classi d'uso così definite:

*Classe I: Costruzioni con presenza solo occasionale di persone, edifici agricoli.*

*Classe II: Costruzioni il cui uso preveda normali affollamenti, senza contenuti pericolosi per l'ambiente e senza funzioni pubbliche e sociali essenziali. Industrie con attività non pericolose per l'ambiente. Ponti, opere infrastrutturali, reti viarie non ricadenti in Classe d'uso III o in Classe d'uso IV, reti ferroviarie la cui interruzione non provochi situazioni di emergenza. Dighe il cui collasso non provochi conseguenze rilevanti.*

*Classe III: Costruzioni il cui uso preveda affollamenti significativi. Industrie con attività pericolose per l'ambiente. Reti viarie extraurbane non ricadenti in Classe d'uso IV. Ponti e reti ferroviarie la cui interruzione provochi situazioni di emergenza. Dighe rilevanti per le conseguenze di un loro eventuale collasso.*

*Classe IV: Costruzioni con funzioni pubbliche o strategiche importanti, anche con riferimento alla gestione della protezione civile in caso di calamità. Industrie con attività particolarmente pericolose per l'ambiente. Reti viarie di tipo A o B, di cui al D.M. 5 novembre 2001, n. 6792, "Norme funzionali e geometriche per la costruzione delle strade", e di tipo C quando appartenenti ad itinerari di collegamento tra capoluoghi di provincia non altresì serviti da strade di tipo A o B. Ponti e reti ferroviarie di importanza critica per il mantenimento delle vie di comunicazione, particolarmente dopo un evento sismico. Dighe connesse al funzionamento di acquedotti e a impianti di produzione di energia elettrica.*

#### 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  $N_v$  per il coefficiente d'uso  $C_u$

$$V_R = V_N \times C_U$$

Il valore del coefficiente d'uso  $C_U$  è definito, al variare della classe d'uso, come mostrato in Tab. 2.4.II.

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

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

$$V_R = 50 \times 1,0 = 50$$

## 4. CARATTERISTICHE MATERIALI

### 4.1 Legno lamellare

Per la realizzazione della passerella pedonale si è tenuto conto della struttura esistente composta da elementi in legno di larice che verranno sostituiti con elementi in legno lamellare ottenuto con elementi in legno incollato di classe **GLH24**, composto da tavole di abete rosso, scelte in base alla normativa UNI EN 14080, tagliate nel senso delle fibre ed essiccate ad alta temperatura per più giorni in modo da eliminare i parassiti animali e incrementare la resistenza meccanica e la durezza. Per i fissaggi tra le parti in legno e per il loro ancoraggio alle strutture vengono impiegati elementi metallici pressopiegati e/o saldati, realizzati a disegno, bulloneria, viteria.

Classe di resistenza del legno lamellare incollato		GL 24h	GL 28h	GL 32h	GL 36h
Resistenza a flessione	$f_{m,g,k}$	24	28	32	36
Resistenza a trazione	$f_{t,0,g,k}$	16,5	19,5	22,5	26
	$f_{t,90,g,k}$	0,4	0,45	0,5	0,6
Resistenza a compressione	$f_{c,0,g,k}$	24	26,5	29	31
	$f_{c,90,g,k}$	2,7	3,0	3,3	3,6
Resistenza a taglio	$f_{v,g,k}$	2,7	3,2	3,8	4,3
Modulo di elasticità	$E_{0,g,mean}$	11 600	12 600	13 700	14 700
	$E_{0,g,05}$	9 400	10 200	11 100	11 900
	$E_{90,g,mean}$	390	420	460	490
Modulo di taglio	$G_{g,mean}$	720	780	850	910
Massa volumica	$\rho_{g,k}$	380	410	430	450

Valori caratteristici per le proprietà di resistenza e di rigidezza in  $N/mm^2$  e di massa volumica in  $kg/m^3$  (per legno lamellare incollato omogeneo).

### 4.2 Acciaio per bullonerie e piastre

		Classe di resistenza
Caratteristiche del materiale		S 275
Tensione di snervamento	$f_{y,k}$ ( $N/mm^2$ )	275

Tensione di rottura	$f_{t,k}$ (N/mm <sup>2</sup> )	430
---------------------	--------------------------------	-----

		Classe del bullone			
Caratteristiche del materiale		Vite	Dado	Vite	Dado
		4.6	4	5.6	5
Tensione di snervamento	$f_{y,b}$ (N/mm <sup>2</sup> )	240		400	
Tensione di rottura	$f_{t,b}$ (N/mm <sup>2</sup> )	300		500	

## 5. MISURA DELLA SICUREZZA

Il metodo di verifica della sicurezza adottato è quello degli Stati Limite (SL) che prevede due insiemi di verifiche rispettivamente per gli stati limite ultimi S.L.U. e gli stati limite di esercizio S.L.E..

La sicurezza viene quindi garantita progettando i vari elementi resistenti in modo da assicurare che la loro resistenza di calcolo sia sempre maggiore delle corrispondente domanda in termini di azioni di calcolo.

Le norme precisano che la sicurezza e le prestazioni di una struttura o di una parte di essa devono essere valutate in relazione all'insieme degli stati limite che verosimilmente si possono verificare durante la vita normale.

Prescrivono inoltre che debba essere assicurata una robustezza nei confronti di azioni eccezionali.

Le prestazioni della struttura e la vita nominale sono riportati nei successivi tabulati di calcolo della struttura.

La sicurezza e le prestazioni saranno garantite verificando gli opportuni stati limite definiti di concerto al Committente in funzione dell'utilizzo della struttura, della sua vita nominale e di quanto stabilito dalle norme di cui al D.M. 14/01/2008 e successive modifiche ed integrazioni.

In particolare si è verificata:

- la sicurezza nei riguardi degli stati limite ultimi (S.L.U.) che possono provocare eccessive deformazioni permanenti, crolli parziali o globali, dissesti, che possono compromettere l'incolumità delle persone e/o la perdita di beni, provocare danni ambientali e sociali, mettere fuori servizio l'opera. Per le verifiche sono stati utilizzati i coefficienti parziali relativi alle azioni ed alle resistenze dei materiali in accordo a quanto previsto dal D.M. 14/01/2008 per i vari tipi di materiale. I valori utilizzati sono riportati nel fascicolo delle elaborazioni numeriche allegate;
- la sicurezza nei riguardi degli stati limite di esercizio (S.L.E.) che possono limitare nell'uso e nella durata l'utilizzo della struttura per le azioni di esercizio. In particolare di concerto con il committente e coerentemente alle norme tecniche si sono definiti i limiti riportati nell'allegato fascicolo delle calcolazioni;
- la sicurezza nei riguardi dello stato limite del danno (S.L.D.) causato da azioni sismiche con opportuni periodi di ritorno definiti di concerto al committente ed alle norme vigenti per le costruzioni in zona sismica;

- robustezza nei confronti di opportune azioni accidentali in modo da evitare danni sproporzionati in caso di incendi, urti, esplosioni, errori umani;

Per quando riguarda le fasi costruttive intermedie la struttura non risulta cimentata in maniera più gravosa della fase finale.

## 6. AZIONI SULLA COSTRUZIONE

Un'accurata valutazione dei carichi è un requisito imprescindibile per una corretta progettazione, in particolare per le costruzioni realizzate in zona sismica. Essa, infatti, è fondamentale ai fini della determinazione delle forze sismiche, in quanto incide sulla valutazione delle masse e dei periodi propri della struttura dai quali dipendono i valori delle accelerazioni (ordinate degli spettri di progetto).

In questo paragrafo viene svolto il calcolo dell'azione della neve, delle azioni orizzontali del vento e sismica. Per gli altri carichi (permanententi e variabili da traffico) le analisi sono svolte in riferimento ad ogni specifico elemento strutturale calcolato.

### 6.1 Azioni permanententi

Le azioni permanententi da considerare nella progettazione del ponte pedonale sono:

- Peso proprio degli elementi strutturali e non strutturali :  $g_1$ ;
- Carichi permanententi portati :  $g_2$  (pavimentazione stradale, marciapiedi, parapetti..);

Le azioni permanententi  $g_3$  non sono da considerarsi in quanto le pile sono esistenti e non oggetto d'intervento.

### 6.2 Analisi dei carichi mobili sull'impalcato - $q_{ik}$ e $Q_{ik}$

Per quanto riguarda le azioni variabili sulle passerelle (ponti di categoria 3) si deve far riferimento agli schemi di carico previsti delle Norme tecniche per le costruzioni, D.M. 14 gennaio 2008 :

Schema di Carico 4: è costituito da un carico isolato  $q_d$  da 10 kN con impronta quadrata di lato 0,10m. Si utilizza per verifiche locali su marciapiedi protetti da sicurvia e sulle passerelle pedonali.(elementi secondari)

Schema di Carico 5: costituito dalla folla compatta,  $q_e$ , agente con intensità nominale, comprensiva degli effetti dinamici, di 5,0 kN/mq

Seguendo le indicazioni fornite dalla Normativa Tecnica e in funzione delle caratteristiche geometriche della carreggiata stradale di larghezza pari a 1,60 m si prende in considerazione il solo schema 5 .

### 6.3 Azioni sui parapetti

L'altezza dei parapetti non potrà essere inferiore ad 1,10m. I parapetti devono essere calcolati in base ad un'azione orizzontale  $q_p$  di 1,5 kN/m applicata al corrimano.

### 6.4 Carico della neve

Il carico della neve si valuta con la seguente espressione :  $q_s = \mu_i q_{sk} c_E c_t$

Considerando la zona III della divisione regionale e l'altitudine s.l.m.  $a_s = 19$  m si ottiene:

$q_{sk}$ (carico di neve al suolo)	60 Kg/mq
$\mu_i$ (coefficiente di forma)	0,8

$cE$	1
$ct$	1

Il carico sulla copertura è **qs = 48 Kg/mq.**

Il carico da neve si considera non concomitante con i carichi da traffico (cfr 5.1.3.7)

### 6.5 Azione del Vento

L'azione del vento si valuta con la seguente espressione:  $p = q_b C_e C_p C_d$

L'azione del vento può essere convenzionalmente assimilata ad un carico orizzontale statico, diretto ortogonalmente all'asse del ponte e/o diretto nelle direzioni più sfavorevoli per alcuni dei suoi elementi (ad es. le pile). Tale azione si considera agente sulla proiezione nel piano verticale delle superfici direttamente investite. L'azione del vento può essere valutata come azione dinamica mediante una analisi dell'interazione vento-struttura.

La superficie dei carichi transitanti sul ponte esposta al vento si assimila ad una parete rettangolare continua dell'altezza di 3 m a partire dal piano stradale.

L'azione del vento si può valutare come sopra specificato nei casi in cui essa non possa destare fenomeni dinamici nelle strutture del ponte o quando l'orografia non possa dar luogo ad azioni anomale del vento

Quota altimetrica del sito:  $a_s = 19$  m

Zona geografica: ZONA 5  $v_{b,0} = 28$  m/s *Velocità di riferimento (Cfr tab 3.3.I)*

$$a_0 = 750$$

$$k_a = 0,015 \text{ 1/s}$$

$a_s = 19 \text{ m} < a_0 = 750 \text{ m} \rightarrow v_b = v_{b,0} = 28 \text{ m/s} = \text{velocità di riferimento del vento}$

La pressione cinetica di riferimento si ottiene dalla seguente formula:

$$q_b = \frac{1}{2} \cdot \rho \cdot v_b^2$$

$$q_b = \frac{1}{2} \cdot 1,25 \cdot 28^2 = 490 \text{ N/mq}$$

Mentre la pressione effettiva del vento è data da:

$$p = q_b C_e C_p C_d$$

dove:

$C_e$  = coefficiente di esposizione

In base alla classe di rugosità e alla categoria di esposizione, dalla tab. 3.3.II del D.M. 14 gennaio 2008 vengono ricavati i parametri per la definizione del coefficiente di esposizione.

Classe di rugosità: D

Categoria di esposizione: II

$z_{min} = 4$  m;  $k_r = 0,19$ ;  $z_0 = 0,05$  m (*Parametri per la definizione del coefficiente di esposizione (Cfr 3.3.II)*)

Nel nostro caso  $z$  (altezza dal suolo del punto considerato) è sicuramente minore della  $z_{\min} = 4$  m. La posizione dell'impalcato del ponte praticamente è a quota del suolo o leggermente superiore. Perciò si ha:

$$c_e(z) = c_e(z_{\min}) = k_r^2 \cdot c_t \cdot \ln(z_{\min}/z_0) \cdot [7 + c_t \cdot \ln(z_{\min}/z_0)] =$$

$c_t = 1$  Coefficiente di topografia

$$c_e = 0.19^2 \cdot 1 \cdot \ln(4/0.05) \cdot (7 + 1 \cdot \ln(4/0.05)) = 1,8$$

$c_p$  = coefficiente di forma

Per travi isolate (punto C.3.3.10.4.1 della Circolare n°617 del 2 febbraio 2009), considerando la superficie laterale del ponte (parapetto e impalcato) come completamente piena ( $\phi = 1$ ), si ha

$$c_p = 2,4 - \phi = 2,4 - 1 = 1,4$$

$c_d$  = coefficiente dinamico = 1

In definitiva la pressione vale:

$$p = q_b c_e c_p c_d = 490 \cdot 1,8 \cdot 1,4 \cdot 1 = 1235 \text{ N/mq} = 123,5 \text{ daN/mq}$$

## 6.6 Sisma

Costruzione tipo 2 → Vita nominale  $V_N = 50$  anni

Classe d'uso II →  $C_U = 1$

Periodo di riferimento per l'azione sismica:  $V_R = V_N \times C_U = 50 \times 1 = 50$  anni

Zona sismica 4 → senza costruire lo spettro si assume un'accelerazione  $S_a(T_1) = 0,07g$

La forza sismica orizzontale che sollecita il ponte è:

$$F_S = S_a(T_1) \times W = 0,07 \cdot 52,8 \cdot 7,5 = 27,72 \text{ daN}$$

Il peso  $W$  è stato calcolato considerando l'analisi dei carichi permanenti ( $g = 52,8$  daN/m) riportata più avanti nel capitolo che tratta le travi principali del ponte.

## 7. COMBINAZIONI DI CALCOLO

Le combinazioni di calcolo considerate sono quelle previste dal D.M. 14/01/2008 per i vari stati limite e per le varie azioni e tipologie costruttive.

In particolare, ai fini delle verifiche degli stati limite si definiscono le seguenti combinazioni delle azioni per cui si rimanda al § 2.5.3 delle N.T.C. 2008. Queste sono:

- Combinazione fondamentale, generalmente impiegata per gli stati limite ultimi (S.L.U.) (2.5.1);
- Combinazione caratteristica (rara), generalmente impiegata per gli stati limite di esercizio (S.L.E.) irreversibili, da utilizzarsi nelle verifiche alle tensioni ammissibili di cui al § 2.7 (2.5.2);
- Combinazione frequente, generalmente impiegata per gli stati limite di esercizio (S.L.E.) reversibili (2.5.3);
- Combinazione quasi permanente (S.L.E.), generalmente impiegata per gli effetti a lungo termine (2.5.4);

- Combinazione sismica, impiegata per gli stati limite ultimi e di esercizio connessi all'azione sismica E (v. § 3.2 form. 2.5.5);
- Combinazione eccezionale, impiegata per gli stati limite ultimi connessi alle azioni eccezionali di progetto Ad (v. § 3.6 form. 2.5.6).

Nelle combinazioni per S.L.E., si intende che vengono omessi i carichi  $Q_{kj}$  che danno un contributo favorevole ai fini delle verifiche e, se del caso, i carichi  $G_2$ .

Altre combinazioni sono da considerare in funzione di specifici aspetti (p. es. fatica, ecc.). Nelle formule sopra riportate il simbolo + vuol dire "combinato con".

I valori dei coefficienti parziali di sicurezza  $\gamma_{Gi}$  e  $\gamma_{Qj}$  sono dati in § 5.1.3.12, Tab. 5.1.V e 5.1.VI

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

		Coefficiente	EQU <sup>(1)</sup>	A1 STR	A2 GEO
Carichi permanenti	favorevoli	$\gamma_{G1}$	0,90	1,00	1,00
	sfavorevoli		1,10	1,35	1,00
Carichi permanenti non strutturali <sup>(2)</sup>	favorevoli	$\gamma_{G2}$	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,50	1,50	1,30
Carichi variabili da traffico	favorevoli	$\gamma_Q$	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,35	1,35	1,15
Carichi variabili	favorevoli	$\gamma_{Qi}$	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,50	1,50	1,30
Distorsioni e presollecitazioni di progetto	favorevoli	$\gamma_{e1}$	0,90	1,00	1,00
	sfavorevoli		1,00 <sup>(3)</sup>	1,00 <sup>(4)</sup>	1,00
Ritiro e viscosità, Variazioni termiche, Cedimenti vincolari	favorevoli	$\gamma_{e2}, \gamma_{e3}, \gamma_{e4}$	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,20	1,20	1,00

<sup>(1)</sup> Equilibrio che non coinvolga i parametri di deformabilità e resistenza del terreno; altrimenti si applicano i valori di GEO.  
<sup>(2)</sup> 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.  
<sup>(3)</sup> 1,30 per instabilità in strutture con precompressione esterna  
<sup>(4)</sup> 1,20 per effetti locali

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

Azioni	Gruppo di azioni (Tabella 5.1.IV)	Coefficiente $\Psi_0$ di combinazione	Coefficiente $\Psi_1$ (valori frequenti)	Coefficiente $\Psi_2$ (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
	5	0,0	0,0	0,0
Vento $q_s$	Vento a ponte scarico SLU e SLE	0,6	0,2	0,0
	Esecuzione	0,8	----	0,0
	Vento a ponte carico	0,6		
Neve $q_s$	SLU e SLE	0,0	0,0	0,0
	esecuzione	0,8	0,6	0,5
Temperatura	$T_k$	0,6	0,6	0,5

Nel caso delle costruzioni civili e industriali le verifiche agli stati limite ultimi o di esercizio devono essere effettuate per la combinazione dell'azione sismica con le altre azioni già fornita in § 2.5.3 delle N.T.C. 2008.

La struttura deve essere progettata così che il degrado nel corso della sua vita nominale, purché si adotti la normale manutenzione ordinaria, non pregiudichi le sue prestazioni in termini di resistenza, stabilità e funzionalità, portandole al di sotto del livello richiesto dalle presenti norme.

Le misure di protezione contro l'eccessivo degrado devono essere stabilite con riferimento alle previste condizioni ambientali.

La protezione contro l'eccessivo degrado deve essere ottenuta attraverso un'opportuna scelta dei dettagli, dei materiali e delle dimensioni strutturali, con l'eventuale applicazione di sostanze o ricoprimenti protettivi, nonché con l'adozione di altre misure di protezione attiva o passiva.

## 8. DURABILITÀ

Per garantire la durabilità della struttura sono state prese in considerazione opportuni stati limite di esercizio (S.L.E.) in funzione dell'uso e dell'ambiente in cui la struttura dovrà vivere limitando sia gli stati tensionali che nel caso delle opere in calcestruzzo anche l'ampiezza delle fessure. La definizione quantitativa delle prestazioni, la classe di esposizione e le verifiche sono riportati nel fascicolo delle elaborazioni numeriche allegate.

Inoltre per garantire la durabilità, così come tutte le prestazioni attese, è necessario che si ponga adeguata cura sia nell'esecuzione che nella manutenzione e gestione della struttura e si utilizzino tutti gli accorgimenti utili alla conservazione delle caratteristiche fisiche e dinamiche dei materiali e delle strutture. La qualità dei materiali e le dimensioni degli elementi sono coerenti con tali obiettivi.

Durante le fasi di costruzione il direttore dei lavori implementerà severe procedure di controllo sulla qualità dei materiali, sulle metodologie di lavorazione e sulla conformità delle opere eseguite al progetto esecutivo nonché alle prescrizioni contenute nelle "Norme Tecniche per le Costruzioni" D.M. 14/01/2008 e relative Istruzioni.

## 9. COLLAUDO

La struttura a collaudo dovrà essere conforme alle tolleranze dimensionali prescritte nella presente relazione, inoltre relativamente alle prestazioni attese esse dovranno essere quelle di cui al § 9 del D.M. 14/01/2008.

Ai fini della verifica delle prestazioni il collaudatore farà riferimento ai valori di tensioni, deformazioni e spostamenti desumibili dall'allegato fascicolo dei calcoli statici per il valore delle le azioni pari a quelle di esercizio.

## 10. CALCOLO E VERIFICA ELEMENTI STRUTTURALI

### 10.1 Caratteristiche

La durata del carico e l'umidità del legno influiscono sulle proprietà resistenti del legno.

Classe di servizio 1	È caratterizzata da un'umidità del materiale in equilibrio con l'ambiente a una temperatura di 20°C e un'umidità relativa dell'aria circostante che non superi il 65%, se non per poche settimane all'anno.
Classe di servizio 2	È caratterizzata da un'umidità del materiale in equilibrio con l'ambiente a una temperatura di 20°C e un'umidità relativa dell'aria circostante che superi l'85% solo per poche settimane all'anno.
Classe di servizio 3	È caratterizzata da umidità più elevata di quella della classe di servizio 2.

Classi di servizio Legno

Stati limite ultimi	$\gamma_M$
<b>- combinazioni fondamentali</b>	
legno massiccio	1,50
legno lamellare incollato	1,45
pannelli di particelle o di fibre	1,50
compensato, pannelli di scaglie orientate	1,40
unioni	1,50
<b>- combinazioni eccezionali</b>	1,00

Coefficienti parziali  $\gamma_M$  per le proprietà dei materiali

Tabella 4.4.IV -Valori di  $k_{mod}$  per legno e prodotti strutturali a base di legno

Materiale	Riferimento	Classe di servizio	Classe di durata del carico				
			Permanente	Lunga	Media	Breve	Istantanea
Legno massiccio Legno lamellare incollato	EN 14081-1 EN 14080	1	0,60	0,70	0,80	0,90	1,00
		2	0,60	0,70	0,80	0,90	1,00
		3	0,50	0,55	0,65	0,70	0,90

Classe di resistenza del legno lamellare incollato		GL 24h	GL 28h	GL 32h	GL 36h
Resistenza a flessione	$f_{m,g,k}$	24	28	32	36
Resistenza a trazione	$f_{t,0,g,k}$	16,5	19,5	22,5	26
	$f_{t,90,g,k}$	0,4	0,45	0,5	0,6
Resistenza a compressione	$f_{c,0,g,k}$	24	26,5	29	31
	$f_{c,90,g,k}$	2,7	3,0	3,3	3,6
Resistenza a taglio	$f_{v,g,k}$	2,7	3,2	3,8	4,3
Modulo di elasticità	$E_{0,g,mean}$	11 600	12 600	13 700	14 700
	$E_{0,g,05}$	9 400	10 200	11 100	11 900
	$E_{90,g,mean}$	390	420	460	490
Modulo di taglio	$G_{g,mean}$	720	780	850	910
Massa volumica	$\rho_{g,k}$	380	410	430	450

Valori caratteristici per le proprietà di resistenza e di rigidezza in N/mm<sup>2</sup> e di massa volumica in kg/m<sup>3</sup> (per legno lamellare incollato omogeneo).

Tabella 4.4.V - Valori di  $k_{def}$  per legno e prodotti strutturali a base di legno

Materiale	Riferimento	Classe di servizio		
		1	2	3
Legno massiccio	EN 14081-1	0.60	0.80	2.00
Legno lamellare incollato	EN 14080	0.60	0.80	2.00

## 10.2 Travi principali

Le travi principali della passerella pedonale di Osalla sono previste in legno lamellare GL24h con sezione 20 \* 32 cm, con interasse pari a 0,48 m. L'appoggio delle travi avviene su traversi di dimensione 20\*20\*260 cm inchiodati alle stesse e appoggiati alle pile in c.a. tramite piastre in neoprene.

caratteristiche geometriche		U.D.M.
luce di calcolo	7,5	m
base della trave (b)	20	cm
altezza della trave (h)	32	cm
Interasse (i)	48	cm
area sezione (A)	640	cm <sup>2</sup>
Momento d'inerzia (Jx)	54613	cm <sup>4</sup>
Modulo di resistenza (Wx)	3413	cm <sup>3</sup>
Modulo di resistenza (Wy)	2133	cm <sup>3</sup>
Peso specifico lamellare	600	daN/m <sup>3</sup>



classe di durata	media	traffico
$\gamma_m$	1,45	
$K_{mod}$	0,80	

Verifica a flessione

$\sigma_{m,d} = M_{sdu}/W$	81,43	daN/cm <sup>2</sup>
$f_{m,d} = K_{mod} * f_{m,k} / \gamma_m$	132,41	daN/cm <sup>2</sup>
<b><math>\sigma_{m,d} = 81,43 &lt; f_{m,d} = 132,41</math> verificato</b>		

Verifica a taglio

$\tau_d = 3/2 * T_{sdu}/A$	3,47	daN
$f_{v,d} = K_{mod} * f_{v,k} / \gamma_m$	14,90	daN
<b><math>\tau_d = 3,68 &lt; f_{v,d} = 14,90</math> - verificato</b>		

Verifica a instabilità

$\sigma_{m,cr}$	122,6	daN/cm <sup>2</sup>
$\lambda_{rel,m}$	1,40	
$K_{crit}$	1,00	
$K_{crit} * f_{m,d}$	132,41	
<b><math>\sigma_{m,d} = 86,27 &lt; K_{crit} * f_{m,d} = 132,41</math></b>		

Verifica a deformazione (SLE)

La freccia totale viene determinata come somma della deformazione a breve termine (istantanea) e della deformazione differita.

Sollecitazioni SLE				
	g-permanente	q-variabile		
Sollecitazioni Cde rara = (g + qe )	0,53	2,40	2,93	daN/cm
Sollecitazioni Cde q. permanente =(g + qe $\psi_{21}$ )	0,53	0	0,53	daN/cm

Per il calcolo della deformazione a breve termine si considera la combinazione di carico rara (si prendono quindi i valori calcolati in precedenza senza amplificazione).

deformazione istantanea - Cde rara		
freccia istantanea carichi permanenti - $u_{ist,g}$	0,34	cm
freccia istantanea carichi variabili - $u_{ist,q}$	1,56	cm
freccia istantanea totale - $u_{ist}$	1,90	cm

Per il calcolo della deformazione differita si ricalcolano le frecce istantanee con la combinazione di carico quasi permanente:

deformazione differita - Cde q. permanente		
freccia istantanea carichi permanenti - $u'_{ist,g}$	0,34	cm
freccia istantanea carichi variabili - $u'_{ist,q}$	0,00	cm
freccia istantanea totale - $u'_{ist}$	0,34	cm

La nuova deformazione istantanea va moltiplicata per il coefficiente  $k_{def}$  che tiene conto dell'aumento di deformabilità con il tempo (effetti dell'umidità e della viscosità). Si considera classe di servizio 2 per legno lamellare → dalla tab. 4.4.V del D.M. 14 gennaio 2008 →  $K_{def} = 0,80$ .

	$K_{def}$	0,8	classe 2
Deformazione istantanea	$U_{diff} = U_{ist} * k_{def} =$	0,27	cm
Deformazione finale	$U_{fin} = U_{ist} * U_{diff} =$	2,18	cm
deformazione ammissibile	$U_{amm}$	3	cm
<b><math>u_{fin} = 2,18 &lt; u_{amm} = 3</math> - verificato</b>			

Verifica a compressione appoggio

La forza che ogni trave scarica all'appoggio sul pulvino è pari al taglio massimo calcolato in precedenza.

$F_{c,90,d} = T_{sdu}$	1482,30	daN
dim. Appoggio = $A_{90}$	20*20= 400	cm <sup>2</sup>
$\sigma_{c,90,d} = F_{c,90,d} / A_{90}$	3,71	daN/cm <sup>2</sup>
$K_{mod}$	0,7	lunga durata
$f_{c,90,k}$	27	daN/cm <sup>2</sup>
$\gamma_m$	1,45	
$f_{c,90,d} = K_{mod} * f_{c,90,k} / \gamma_m$	13,03	daN/cm <sup>2</sup>
<b><math>\sigma_{c,90,d} = 3,93 &lt; f_{c,90,d} = 13,03</math> - verificato</b>		

### 10.3 Parapetto

I parapetti laterali sono realizzati con correnti e montanti in legno lamellare GL24h di sezione 10x10 cm e 10x12cm. I montanti sono collegati ai traversi mediante saette di sezione 10x10 cm e bulloneria e viteria in acciaio.

caratteristiche geometriche			
	corrimano	montante	U.D.M.
luce di calcolo	2,5	0,85	m
base della trave (b)	10	12	cm
altezza della trave (h)	10	12	cm
Interasse (i)			cm
area sezione (A)	100	144	cm <sup>2</sup>
Momento d'inerzia (Jx)	833	1728	cm <sup>4</sup>
Modulo di resistenza (Wx)	167	288	cm <sup>3</sup>
Modulo di resistenza (Wy)	167	288	cm <sup>3</sup>
Peso specifico lamellare	600	600	daN/m <sup>3</sup>

Corrimano

La normativa (D.M. 14 gennaio 2008) prescrive al cap. 5.1.3.10 che:

- l'altezza dei parapetti non può essere inferiore a 1,10 m;
- i parapetti devono essere calcolati con un'azione orizzontale di 1,5 kN/m applicata al corrimano.

Calcolando il corrimano come trave su due appoggi con luce pari all'interasse tra i montanti si hanno le seguenti sollecitazioni:

taglio  $T_{sdu} = \gamma_q * (q * l) / 2 = 1,5 * (150 * 2.5) / 2 = 281,25 \text{ daN}$

momento  $M_{sdu} = \gamma_q * (q * l^2) / 8 = 1,5 * (150 * 2.5^2) / 8 = 175,78 \text{ daNm}$

Valori di calcolo della resistenza		
tipo di legno	lamellare	
classe di servizio	2	
classe di durata	media	parapetto
$\gamma_m$	1,45	
$K_{mod}$	0,80	

Verifica a flessione

$\sigma_{m,d} = M_{sdu} / W$	105,47	daN/cm <sup>2</sup>
$f_{m,d} = K_{mod} * f_{m,k} / \gamma_m$	132,41	daN/cm <sup>2</sup>
<b><math>\sigma_{m,d} = 105,47 &lt; f_{m,d} = 132,41</math></b>		

Verifica a taglio

$\tau_d = 3/2 * T_{sdu} / A$	4,22	daN
$f_{v,d} = K_{mod} * f_{v,k} / \gamma_m$	14,90	daN
<b><math>\tau_d = 4,22 &lt; f_{v,d} = 14,90</math></b>		

Montanti

Il singolo montante viene calcolato come trave a mensola verticale caricata da una forza concentrata pari al carico orizzontale trasmesso da 2,50 metri di corrimano.

La forza concentrata vale

$F = \gamma_q * q * i = 1,5 * 150 * 2.5 = 562,50 \text{ daN}$

Il momento flettente alla base del montante vale:

$M = F * l = 562,50 * 0,85 = 478,12 \text{ daNm}$

Il taglio invece è uguale alla forza F:  $T = F = 562,50 \text{ daN}$

Verifica a flessione

$\sigma_{m,d} = M_{sdu} / W$	126,95	daN/cm <sup>2</sup>
$f_{m,d} = K_{mod} * f_{m,k} / \gamma_m$	132,41	daN/cm <sup>2</sup>
<b><math>\sigma_{m,d} = 126,95 &lt; f_{m,d} = 132,41</math></b>		

Verifica a taglio

$\tau_d = 3/2 * T_{sdu} / A$	5,86	daN
$f_{v,d} = K_{mod} * f_{v,k} / \gamma_m$	14,90	daN
<b><math>\tau_d = 5,86 &lt; f_{v,d} = 14,90</math></b>		