



# COMUNE di RIMINI

Dipartimento del TERRITORIO  
Settore Infrastrutture, Mobilità e Qualità Ambientale

Piano Op. Fondo Sviluppo e Coesione (FSC) Infrastr. 2014-2020  
S.S. Adriatica - Lavori di miglioramento del livello di servizio nel  
tratto compreso tra il km 201+400 ed il km 206+000 in Comune  
di Rimini. Costruzione di rotatoria sulla SS 16 in prossimità dello  
stabilimento Valentini e collegamento con la Via A. Moro. INT. C

**Intervento C: RACCORDO SS 16 e  
PROLUNGAMENTO di Via TOSCA-VIABILITÀ  
di ACCESSO al QUARTIERE PADULLI**  
CUP C91B16000450004 - Fascicolo 2017-245-005.

## PROGETTO di Fattibilità Tecnico Economica e DEFINITIVO

**AII. D** RELAZIONE DESCRITTIVA OPERE STRUTTURALI  
MURI DI SOSTEGNO e PONTE MAVONE

Rev.

PROGETTISTA:  
Ing. Paolo Vicini

IL RESPONSABILE DI PROCEDIMENTO:  
Ing. Alberto Dellavalle

COLLABORATORI:  
PROGETTISTA PUBBLICA ILLUMINAZIONE:  
P.I. Igino Vichi

DISEGNATORE  
Ing. Francesco Colonna

STUDIO GEOLOGICO  
Dott. Ronci Stefano -Geologo -Rimini

ANALISI RUMORE  
NoRumore - Dott. Casadio - Forlì

INDAGINI GEOLOGICHE  
Intergeo S.R.L. - RSM

Progettista e Direttore Operativo Opere Strutturali  
Ing. Loris Rinaldi - Rimini

Rimini li. dicembre 2018

## SOMMARIO

1	PREMESSA .....	2
1.	RIFERIMENTO NORMATIVO .....	3
2.	MATERIALI UTILIZZATI .....	3
2.1	Calcestruzzo .....	3
2.2	Acciaio Per Barre Di Armatura.....	3
3.	VERIFICHE.....	4
3.1	VERIFICHE IN CONDIZIONI STATICHE .....	4
3.2	VERIFICHE IN CONDIZIONI SISMICHE .....	5

## 1 PREMESSA

La presente relazione è volta a illustrare i criteri di calcolo necessari al dimensionamento del muro di sostegno, progettato per colmare il dislivello necessario ad oltrepassare il canale Mavone da Via Tosca a Via Cerasolo e viceversa.

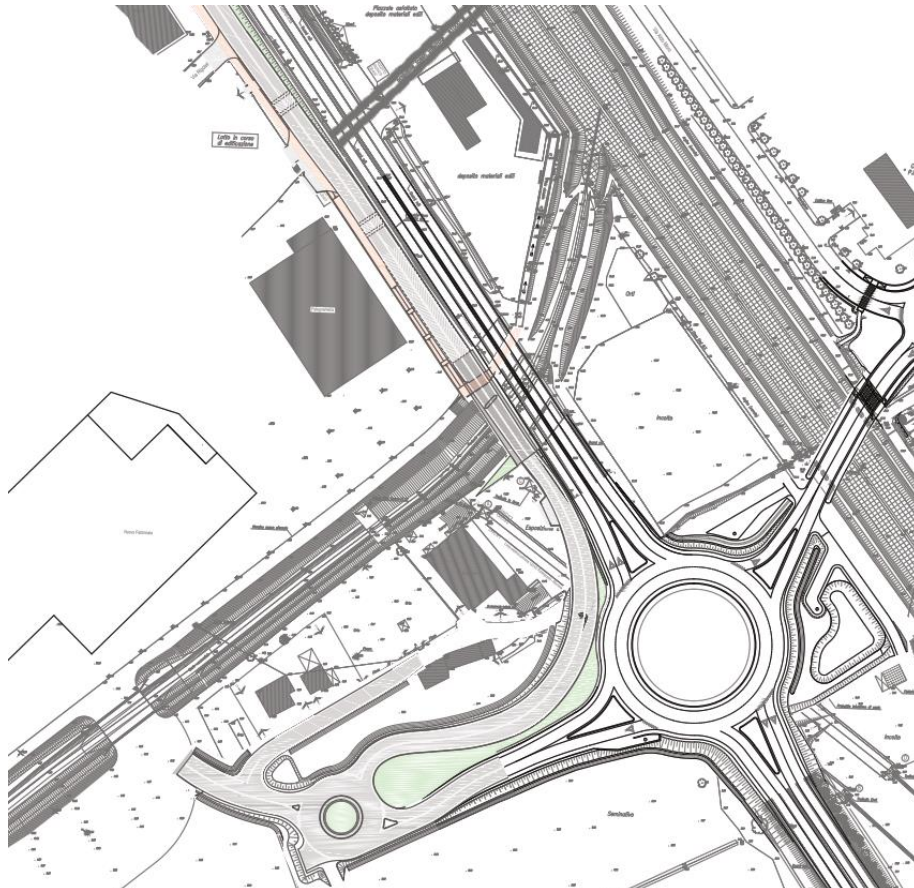
L'Amministrazione Comunale, integrando il sistema infrastrutturale esistente nel quartiere Padulli con la nuova viabilità che collegherà Via Tosca con Via Cerasolo, risponde all'esigenza di decongestionare i nodi viari più critici della città, tra cui la rotonda tra SS16 e SP258 (Via Marecchiese).

Tale progettazione si andrà ad integrare con quella in fase di esecuzione sulla SS16 all'altezza dei magazzini Valentini e si compone di una rotonda e un ponte sull'ansa, consentendo di avere un'ulteriore sbocco verso la città dalle zone periferiche.

Sfruttando la viabilità sopra descritta, lo sfondamento di Via Tosca consentirà ai residenti del quartiere Padulli e alle automobili provenienti dalla Valmarecchia, di raggiungere la zona sud della città senza andare a congestionare l'intersezione tra SS16 e SP258.

La realizzazione del prolungamento di Via Tosca, sulla sponda nord del Canale Mavone, per poter raggiungere la quota necessaria al suo attraversamento, necessita di muri di contenimento del rilevato stradale.

Tale salto di quota risulta ancor più gravoso rispetto all'attuale configurazione a causa del percorso ciclopeditone che passerà in adiacenza alla strada di nuova realizzazione e che dovrà attraversare sia il prolungamento di via tosca sia la SS16 mediante un sottopasso in corrispondenza della sponda sinistra idraulica del Canale Mavone.



Quindi a causa della configurazione della nuova viabilità, la presente relazione definirà e illustrerà i criteri utilizzati per il dimensionamento dei muri precedentemente descritti

## 1. RIFERIMENTO NORMATIVO

### D.M. 17 Gennaio 2018: “ Norme tecniche per le costruzioni”.

Testo normativo che raccoglie in forma unitaria le norme che disciplinano la progettazione, l'esecuzione ed il collaudo delle costruzioni al fine di garantire, per stabiliti livelli di sicurezza, la pubblica incolumità; **Legge n. 1086 del 5 Novembre 1971**. “Norme per la disciplina delle opere di conglomerato cementizio armato, normale e precompresso, ed a struttura metallica”.

**C.N.R. 10012/8**. Istruzioni per la valutazione delle Azioni sulle Costruzioni.

**D.M. 16 gennaio 1996**. “Norme tecniche relative ai «Criteri generali per la verifica di sicurezza delle costruzioni e dei carichi e sovraccarichi»”.

**Circolare del 4 luglio 1996**. “Istruzioni per l'applicazione delle «Norme tecniche relative ai criteri generali per la verifica di sicurezza delle costruzioni e dei carichi e sovraccarichi»”.

**EUROCODICE 2** “Progettazione delle strutture di calcestruzzo”

## 2. MATERIALI UTILIZZATI

### 2.1 Calcestruzzo

Per ogni tipologia strutturale in progetto saranno definite le caratteristiche dei calcestruzzi da adoperarsi in accordo con D.M. 17/01/18 per quanto riguarda le resistenze richieste ai fini del soddisfacimento delle verifiche statiche, in accordo con la norma UNI 11104 per quanto riguarda le prestazioni di durabilità, in accordo con Eurocodice 2 per quanto riguarda la dimensione del copriferro nominale. Il copriferro nominale è inteso come la distanza tra la superficie del getto e la superficie esterna dell'armatura.

Classe di Esposizione	XC1
Resistenza caratteristica minima	C28/35
Dosaggio cemento	300kg/m <sup>3</sup>
Rapporto a/c	0.60
Copriferro nominale	25mm
Dimensione aggregato	≤ 16mm
Classe di consistenza	S4/S5

### 2.2 Acciaio Per Barre Di Armatura

L'acciaio delle barre di armatura del cemento armato dovrà essere del tipo B450C, in accordo con quanto prescritto al par. 11.3.2.1 del D.M. 17/01/18. Si riportano di seguito le principali caratteristiche.

Tipologia	B450C
$f_{yk}$ (tensione caratteristica di snervamento)	≥ 450 N/mm <sup>2</sup> (frattile 5%)
$f_{tk}$ (tensione caratteristica di rottura)	≥ 540 N/mm <sup>2</sup> (frattile 5%)
$(f_t / f_y)_k$	≥ 1.15; ≤ 1.35 (frattile 10%)
$(f_t / f_{y nom})_k$	≤ 1.25 (frattile 10%)
$(A_{gt})_k$ (allungamento)	≥ 7.50 (frattile 10%)
<b>I</b> (coeff. protezione sismica)	<b>1.00</b>

### 3. VERIFICHE

Le verifiche che verranno effettuate sull'opera di sostegno saranno analizzate in condizioni statiche allo stato limite ultimo (SLU) e in condizioni sismiche allo stato limite di salvaguardia della vita (SLV). Gli stati limite ultimi delle opere di sostegno si riferiscono allo sviluppo di meccanismi di collasso determinati dalla mobilitazione della resistenza del terreno e al raggiungimento della resistenza degli elementi strutturali (NTC 6.5.3.1), questo analizzato sia in situazioni statiche che sismiche.

Le azioni da considerare agenti sull'opera di sostegno sono essenzialmente generate da:

- peso proprio del terreno e del materiale di riempimento
- sovraccarichi

Per ciascuno dei meccanismi di rottura ipotizzati si devono individuare i valori di progetto (NTC 6.2.3.1):

- dell'effetto destabilizzante delle azioni ( $E_d$ )
- della corrispondente resistenza ( $R_d$ )

e si deve verificare la relazione  $E_d \leq R_d$ , dove:

- $E_d$  è il valore di progetto dell'azione o dell'effetto dell'azione  $E_d = E \left[ \gamma_F F_k; \frac{X_k}{\gamma_M}; a_d \right]$
- $R_d$  è il valore di progetto della resistenza del sistema geotecnico  $R_d = \frac{1}{\gamma_R} R \left[ \gamma_F F_k; \frac{X_k}{\gamma_M}; a_d \right]$

Effetto delle azioni e resistenza sono espresse in funzione delle azioni di progetto  $\gamma_F F_k$ , dei parametri di progetto  $X_k/\gamma_M$  e della geometria di progetto  $a_d$ .

La verifica della suddetta condizione deve essere effettuata impiegando diverse combinazioni di gruppi di coefficienti parziali, rispettivamente definiti per le azioni (A1 e A2), per i parametri geotecnici (M1 e M2) e per le resistenze (R1, R2 e R3).

I diversi gruppi di coefficienti di sicurezza parziali sono scelti nell'ambito di due approcci progettuali distinti e alternativi.

#### 3.1 VERIFICHE IN CONDIZIONI STATICHE

Nel primo approccio progettuale (Approccio 1) sono previste due diverse combinazioni di gruppi di coefficienti: la prima combinazione è generalmente più severa nei confronti del dimensionamento strutturale delle opere a contatto con il terreno, mentre la seconda combinazione è generalmente più severa nei riguardi del dimensionamento geotecnico.

Nel secondo approccio progettuale (Approccio 2) è prevista un'unica combinazione di gruppi di coefficienti, da adottare sia nelle verifiche strutturali sia nelle verifiche geotecniche.

Le verifiche sui muri di sostegno devono essere fatte per almeno i seguenti stati limite (NTC 6.5.3.1.1):

- SLU di tipo geotecnico (GEO) e di equilibrio di corpo rigido (EQU):
  - Stabilità globale  $\implies$  **Appr 1, Comb 2: (A2+M2+R2)**
  - Scorrimento sul piano di posa **Appr.1, Comb.1: (A1+M1+R1)**  
**Comb.2: (A2+M2+R2)**
  - Collasso per carico limite dell'insieme fondazione terreno **Appr.2 : (A1+M1+R3)**
  - Ribaltamento  $\implies$  **EQU+M2**  
(Trattato come stato limite di equilibrio di corpo rigido)
- SLU di tipo geotecnico (STR) : raggiungimento della resistenza negli elementi strutturali

Per il dimensionamento strutturale con **L'Approccio 2 (A1+M1+R3)**,  $\gamma_R$  non deve essere portato in conto ovvero ci si riconduce all'Approccio 1, Combinazione 1.

Il muro di sostegno preso in esame viene verificato al ribaltamento rispetto lo SLU, come stato limite di equilibrio di corpo rigido, applicando la combinazione EQU + M2+ R2.

La verifica allo scorrimento sul piano di posa viene effettuata considerando sia l'approccio 1 nelle due combinazioni, sia l'approccio 2.

La verifica di collasso per carico limite dell'insieme fondazione terreno viene affrontata considerando l'approccio 1 combinazione 2 e attraverso l'approccio 2.

La verifica dei componenti strutturali viene effettuata considerando l'approccio 2.

La verifica di stabilità globale del complesso opera sostegno-terreno viene effettuata secondo l'approccio 1 combinazione 2.

Tabelle dei coefficienti:

CARICHI	EFFETTO	Coefficiente Parziale $\gamma_F$ (o $\gamma_E$ )	EQU	(A1) STR	(A2) GEO
Permanenti	Favorevole	$\gamma_{G1}$	0,9	1,0	1,0
	Sfavorevole		1,1	1,3	1,0
Permanenti non strutturali <sup>(1)</sup>	Favorevole	$\gamma_{G2}$	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3
Variabili	Favorevole	$\gamma_{Qi}$	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3

Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni.  
Peso del terreno come carico permanente.

PARAMETRO	GRANDEZZA ALLA QUALE APPLICARE IL COEFFICIENTE PARZIALE	COEFFICIENTE PARZIALE $\gamma_M$	(M1)	(M2)
<i>Tangente dell'angolo di resistenza al taglio</i>	$\tan \varphi'_k$	$\gamma_{\varphi'}$	1,0	1,25
<i>Coesione efficace</i>	$c'_k$	$\gamma_c$	1,0	1,25
<i>Resistenza non drenata</i>	$c_{uk}$	$\gamma_{cu}$	1,0	1,4
<i>Peso dell'unità di volume</i>	$\gamma$	$\gamma_f$	1,0	1,0

Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno.

VERIFICA	COEFFICIENTE PARZIALE (R1)	COEFFICIENTE PARZIALE (R2)	COEFFICIENTE PARZIALE (R3)
Capacità portante della fondazione	$\gamma_R = 1,0$	$\gamma_R = 1,0$	$\gamma_R = 1,4$
Scorrimento	$\gamma_R = 1,0$	$\gamma_R = 1,0$	$\gamma_R = 1,1$
Resistenza del terreno a valle	$\gamma_R = 1,0$	$\gamma_R = 1,0$	$\gamma_R = 1,4$

Coefficienti parziali  $\gamma_R$  per le verifiche agli stati limite ultimi STR e GEO di muri di sostegno

### 3.2 VERIFICHE IN CONDIZIONI SISMICHE

L'analisi della sicurezza dei muri di sostegno in condizioni sismiche può essere eseguita mediante i metodi pseudo-statici attraverso la soluzione dell'equilibrio limite e i metodi degli spostamenti.

Il modello di calcolo deve comprendere l'opera di sostegno, il cuneo di terreno a tergo dell'opera, che si suppone in stato di equilibrio limite attivo (se la struttura può spostarsi), e gli eventuali sovraccarichi agenti sul cuneo suddetto.

Nell'analisi pseudo-statica, l'azione sismica è rappresentata da una forza statica equivalente pari al prodotto delle forze di gravità per un opportuno coefficiente sismico.

Nelle verifiche allo stato limite ultimo, i valori dei coefficienti sismici orizzontale  $k_h$  e verticale  $k_v$  possono essere valutati mediante le espressioni :

$$k_h = \beta_m \frac{a_{max}}{g} ; k_v = \pm 0,5 k_h$$

$$a_{max} = S \times a_g = S_s \times S_t \times a_g$$

$\beta_m$  = coefficiente di riduzione dell'accelerazione massima attesa nel sito

	Categoria di sottosuolo	
	A	B, C, D, E
	$\beta_m$	$\beta_m$
$0,2 < a_g(g) \leq 0,4$	0,31	0,31
$0,1 < a_g(g) \leq 0,2$	0,29	0,24
$a_g(g) \leq 0,1$	0,20	0,18

L'analisi pseudo-statica dei muri di sostegno si esegue con l'Approccio 1 o con l'Approccio 2.

Nell'Approccio 1, per l'analisi di stati limite ultimi per raggiungimento della resistenza del terreno si utilizza la Combinazione 2.

In particolare, le variazioni di spinta prodotte dalle azioni sismiche si calcolano con i coefficienti parziali M2 e le forze d'inerzia sul muro si sommano alla spinta, mentre i coefficienti parziali A2 della Combinazione 2 devono essere posti pari ad uno.

Per l'analisi di stati limite per raggiungimento della resistenza negli elementi strutturali o nei vincoli, si adopera la Combinazione 1 dell'Approccio 1, nella quale però i coefficienti A1 devono essere posti pari ad uno.

Nell'Approccio 2, i coefficienti A1 devono essere posti pari ad uno.

Per le verifiche allo scorrimento sul piano di fondazione, l'Approccio 2 conduce a risultati molto meno conservativi di quelli conseguibili con l'Approccio 1. Per questo Stato limite è, pertanto, preferibile l'impiego dell'Approccio 1. (C 7.11.6.2)

Le verifiche sui muri di sostegno devono essere fatte per i seguenti stati limite di salvaguardia della vita (SLV) (NTC 6.5.3.1.1 / C 7.11.6.2):

- SLV di tipo geotecnico (GEO) e di equilibrio di corpo rigido (EQU):
  - Scorrimento sul piano di posa **Appr.1, Comb.1: (A1+M1+R1) (A1 =1)**  
**Comb.2: (A2+M2+R2) (A2 =1)**
  - Collasso per carico limite dell'insieme fondazione -terreno **Appr.2 : (A1+M1+R3) (A1 =1)**
  - Ribaltamento  $\implies$  **EQU+M2 (EQU=1)**  
(Trattato come stato limite di equilibrio di corpo rigido)
- SLV di tipo geotecnico (STR) : raggiungimento della resistenza negli elementi strutturali **L'Approccio 2 (A1+M1+R3) (A1=1)**

L'analisi di sicurezza del muro di sostegno in condizioni sismiche è stata effettuata utilizzando metodi pseudo-statici mediante il metodo degli stati limite utilizzando approcci e combinazioni elencati nella situazione statica: Il muro di sostegno preso in esame viene verificato al ribaltamento rispetto lo SLV, come stato limite di equilibrio di corpo rigido, applicando la combinazione EQU=1 + M2+ R2.

La verifica allo scorrimento sul piano di posa viene effettuata considerando sia l'approccio1 nelle due combinazioni assumendo A1=1 e A2=1, sia l'approccio 2 considerando A1=1.

La verifica di collasso per carico limite dell'insieme fondazione terreno viene affrontata considerando l'approccio 1 combinazione 2 assumendo A2=1 e attraverso l'approccio 2 considerando A1=1.

Il Progettista

Ing. Paolo Vicini

## SVINCOLO VALENTINI PROLUNGAMENTO DI VIA TOSCA NUOVO PONTE SUL MAVONE

### PREMESSE

La presente relazione è relativa alla soluzione progettuale che prevede la realizzazione del nuovo ponte sullo scolo "Mavone" per il prolungamento di via Tosca nell'ambito della riorganizzazione della viabilità interna per il nuovo svincolo "Valentini" nel Comune di Rimini.

L'opera d'arte sarà realizzata in affiancamento al ponte esistente sul Mavone della Nuova Circonvallazione tra lo svincolo di Via Covignano e lo svincolo di Via Marecchiese.

La soluzione tecnico-progettuale illustrata in seguito prevede:

La costruzione delle fondazioni, delle pile e delle spalle e l'installazione di un impalcato semi-prefabbricato di tipo modulare a tre campate, con portate previste per ponti di 2° Categoria con transito a due corsie, una per ogni senso di marcia.

Le componenti strutturali principali dell'impalcato sono prefabbricate in officina, in modo che le operazioni di cantiere siano limitate alla sola posa e assemblaggio, affinché vengano ridotti significativamente i tempi di installazione a garanzia del rispetto del programma dei lavori stabilito.

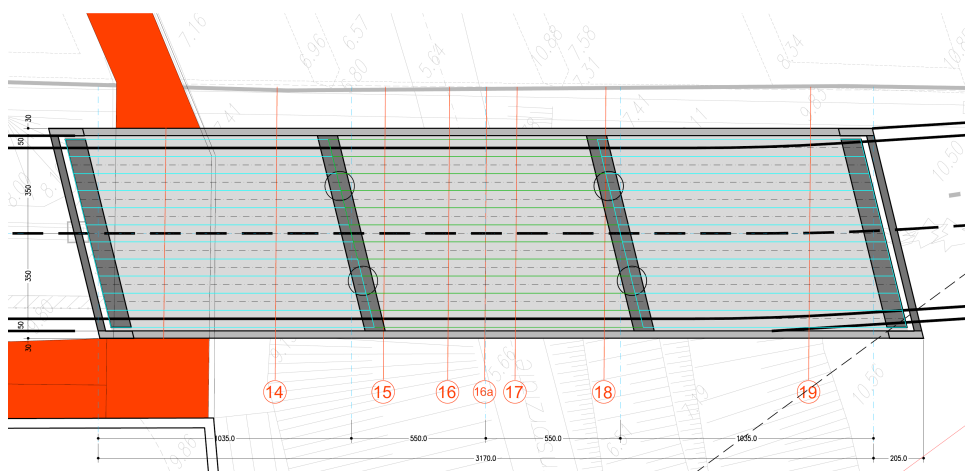
Per quanto attiene la costruzione dell'impalcato, le lavorazioni da eseguire in cantiere si limiteranno solo alla realizzazione delle opere di finitura, quali ad esempio le pavimentazioni stradali, gli eventuali getti di completamento in c.a., la segnaletica orizzontale e verticale, le opere in arredo, i guard-rail e i parapetti, le cordolature, le opere per i sottoservizi ecc.

Le componenti strutturali principali dell'impalcato sono di tipo modulare, intendendo con ciò che le soluzioni tecniche di dettaglio, le modalità di assemblaggio dei componenti, le prestazioni richieste alle opere strutturali, e la geometria delle opere di supporto, sono già state analizzate e risolte in precedenti lavori simili.

### GEOMETRIA DELL'OPERA

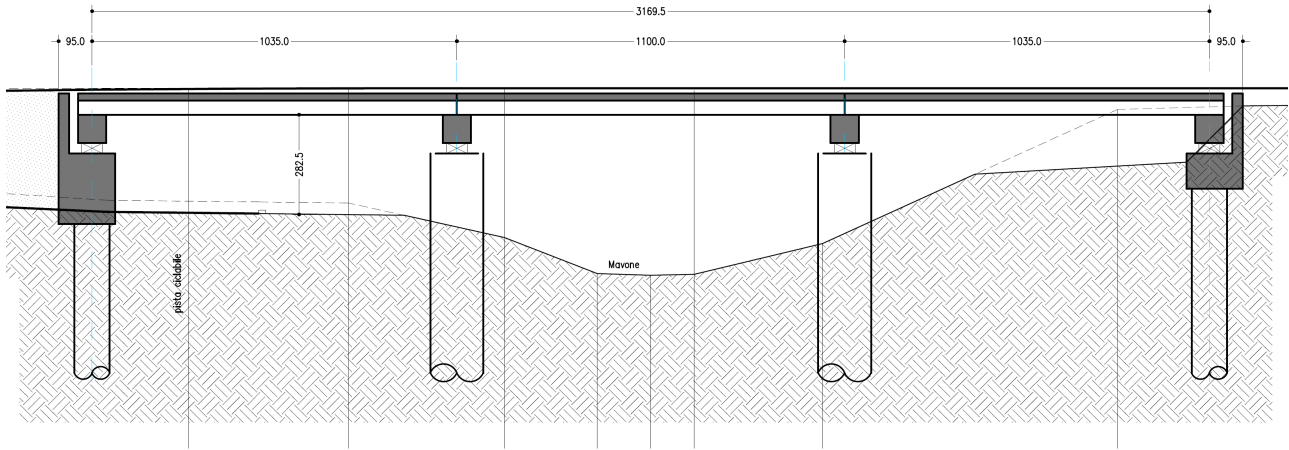
L'opera d'arte è un ponte rettilineo a 3 luci rispettivamente di lunghezza 10.35-11.00-10.35 m con spalle e pile inclinate rispetto all'asse del ponte di ca. 15° e parallele all'asse dello scolo "Mavone".

La sezione stradale è a due corsie di 3.50 m con banchina di 0.50 m; la sezione trasversale dell'impalcato è complessivamente di larghezza 8.60 m.

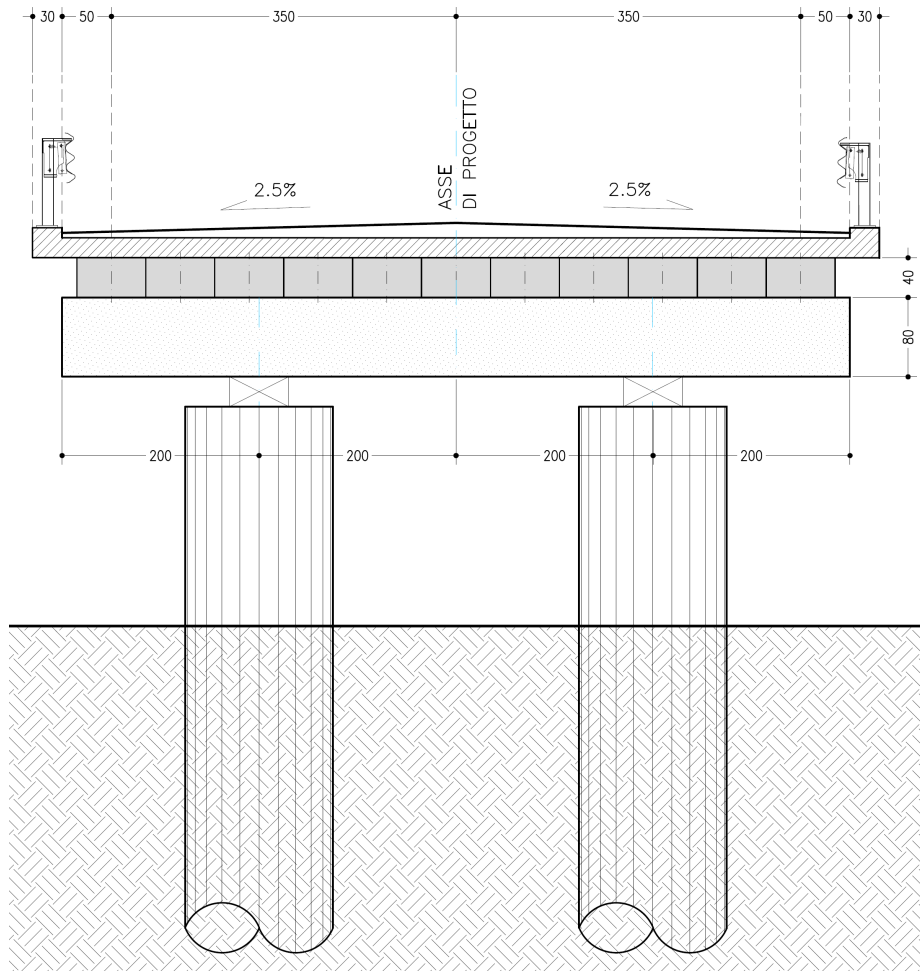


**PIANTA**





**SEZIONE LONGITUDINALE**



**SEZIONE TRASVERSALE SULLE PILE**

**CONDIZIONI DI SICUREZZA DEL PONTE E NORME DI RIFERIMENTO**

In riferimento al parametro 2.4.3 delle NTC2018 di cui al D.M. 17.01.2018 sono stati considerati i seguenti parametri:

PONTE DI II° CATEGORIA

TIPO DI COSTRUZIONE 3

CLASSE D'USO III.

I dimensionamenti strutturali sono stati condotti secondo la normativa tecnica del Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti recante "Norme tecniche per le costruzioni approvate con decreto del Ministro delle Infrastrutture 17/01/2018.

In particolare i calcoli delle strutture sono stati eseguiti nel rispetto delle seguenti normative:

**Legge n. 1086 del 5/11/1971:** Norme per la disciplina delle opere di conglomerato cementizio armato, normale e precompresso ed a struttura metallica (G.U. 21 dicembre 1971 n. 321);

**Legge 2 febbraio 1974, n. 64:** Provvedimenti per le costruzioni con particolari prescrizioni per le zone sismiche (G.U. 21 marzo 1974 n. 76);

**Ordinanza n. 3274 del 20/3/2003:** Primi elementi in materia di criteri generali per la classificazione sismica del territorio nazionale e di normative tecniche per le costruzioni in zona sismica;

**UNI 8981, 8656, 8981:** Norme sulla durabilità;

**D.M. 17.01.2018** Norme Tecniche Per Le Costruzioni (**NTC2018**);

**Circolare n. 617 del 02/02/2009** Istruzioni per l'applicazione delle "Norme Tecniche per le Costruzioni" di cui al D.M. 14/01/2008

**UNI EN 1990:** Basi della progettazione strutturale

**UNI EN 1991-1-4:** Azioni sulle strutture – Azione del vento

**UNI EN 1991-1-5:** Azioni sulle strutture – Azioni termiche

**UNI EN 1991-2:** Azioni sulle strutture – Carichi da traffico sui ponti

**UNI EN 1992-1-1:** Progettazione delle strutture di calcestruzzo - regole generali e regole per gli edifici

**UNI EN 1992-2:** Progettazione delle strutture di calcestruzzo – Ponti di calcestruzzo

**UNI EN 15050:** Prodotti prefabbricati di calcestruzzo – ELEMENTI DA PONTE

Tutte le parti strutturali dell'infrastruttura sono dimensionate per sopportare le azioni sismiche definite dal D.M. 17/01/18, considerando una **Vita Nominale pari a 100 anni** e una **Classe d'Uso III** ("[...] *Ponti e reti ferroviarie la cui interruzione provochi situazioni di emergenza.....*") e valutando l'input sismico sulla base dello studio della risposta sismica locale.

## **SCHEMI STRUTTURALI E CRITERI GENERALI DI MODELLAZIONE**

Il comportamento strutturale del ponte sotto le azioni sismiche è caratterizzato dall'utilizzo di isolatori elastomerici armati; tali dispositivi permettono di disaccoppiare il comportamento, sotto azioni orizzontali, delle strutture di sostegno (pile e spalle) con l'impalcato.

In questo modo è possibile ridurre le sollecitazioni e gli spostamenti e fare in modo che il comportamento di tali elementi strutturali rimanga in campo elastico anche durante un evento sismico.

L'impalcato, formato da travi in c.a.p. e soletta collaborante in c.a. gettato in opera, forma un impalcato continuo su 3 luci.

I dimensionamenti saranno condotti su modelli globali mediante modello numerico spaziale agli elementi finiti considerando tutte le strutture del viadotto, la struttura dell'impalcato connessa alla sottostruttura, costituita da Pile/Pali e da Spalle su pali, mediante dispositivi antisismici costituiti da isolatori a elastomerici modellati mediante elementi tipo "link"

I pali di fondazione sono, a loro volta, stati modellati interamente, considerando vincolamenti elastici orizzontali e verticali a simulare l'interazione terreno-struttura.

Tale modello complessivo globale, sarà composto dalla sovrastruttura e dalla sottostruttura, modellate come sistemi a comportamento elastico e lineare; nel modello complessivo, la sovrastruttura è costituita da un complesso di travi (modellate con elementi lineari tipo "Frame") collegate dalla soletta collaborante (modellata mediante elementi piani tipo "Shell"); l'impalcato, così definito, è vincolato a cerniera sulla sommità dei Pali/Pile, attraverso i dispositivi di vincolo (modellati mediante elementi tipo "link").

Per tale sistema di isolamento, costituito da isolatori a scorrimento elastomerici, sarà effettuata una modellazione lineare equivalente, nel rispetto del punto 7.10.5.2 NTC2018; l'analisi sismica sarà condotta mediante Analisi Dinamica Modale Lineare a Spettro di Risposta, considerando una struttura di tipo non dissipativo con coefficiente di struttura  $q = 1.0$ .

L'analisi è stata condotta considerando agenti simultaneamente le componenti orizzontali e verticale dell'azione sismica ed adottando, ai fini della combinazione degli effetti, le regole riportate al par. 7.3.3.1 D.M. 17.01.2018.

Saranno inoltre considerati gli stati limite, rispettivamente SLO, SLV, SLC: in particolare, lo stato limite di Collasso sarà impiegato, conformemente ad NTC2018, per eseguire le verifiche agli spostamenti del sistema di isolamento.

**PARAMETRI PER LA DEFINIZIONE DELL'AZIONE SISMICA**

Localizzazione del sito:

LONGITUDINE: 12.5485

LATITUDINE: 44.0514

Categoria topografica: **T1**

Categoria di sottosuolo: **C**

Tipo di Opera: **3**

Vita nominale: **V<sub>n</sub> = 100 anni**

Classe d'Uso: **III**

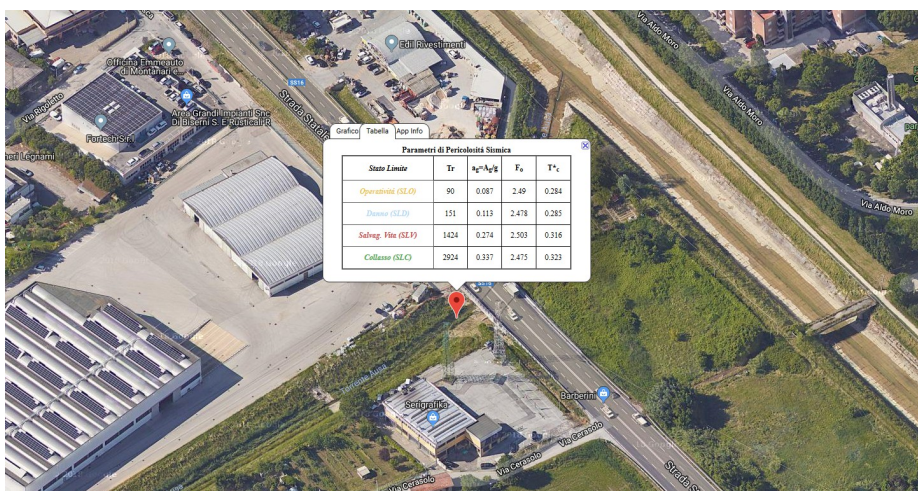
Coeff. d'uso: **C<sub>u</sub> = 1.5**

Periodo di riferimento: **V<sub>r</sub> = 150 anni**

Quindi l'azione sismica è stata definita mediante spettri di risposta per le due componenti (orizzontale e verticale) dell'accelerazione in riferimento ai seguenti parametri:

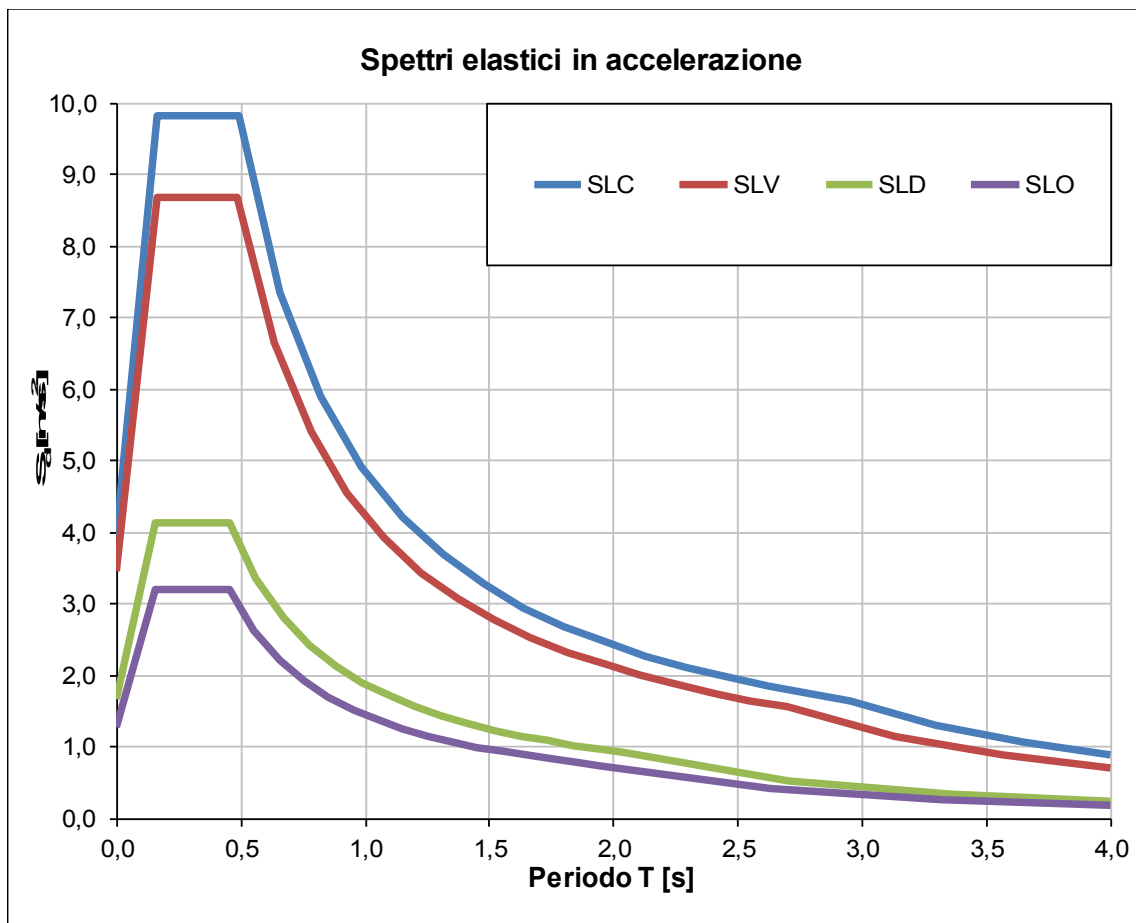


**Rappresentazione grafica degli spettri di risposta elastici – Estratto del servizio S.T.S. Web**



**Dati per la determinazione degli spettri elastici – Estratto del servizio S.T.S. Web**

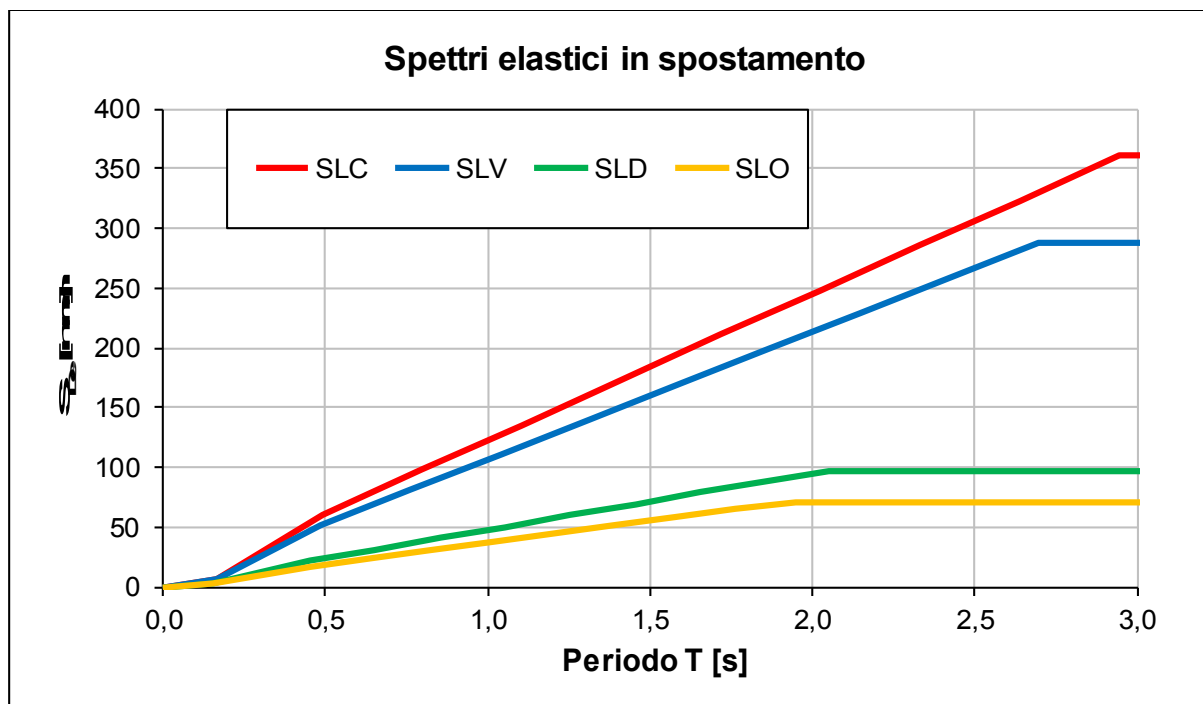
DATI SPETTRALI		Stati limite d'esercizio		Stati limite ultimi	
		SLO	SLD	SLV	SLC
Probabilità di superamento	$P_{Vr}$	81%	63%	10%	5%
Periodo di ritorno	$T_R$ [anni]	90	151	1424	2475
Accelerazione	$a_g$ [ $m/s^2$ ]	0,856	1,112	2,691	3,304
	$a_g/g$	0,087	0,113	0,274	0,337
Fattore di amplificazione	$F_0$	2,490	2,478	2,503	2,476
Periodo in. velocità costante	$T_C^*$ [s]	0,284	0,285	0,316	0,323
Coefficiente di sottosuolo	$C_C$	1,591	1,588	1,536	1,525
Coeff. di amplif. stratigrafica	$S_s$	1,50	1,50	1,29	1,20
Coefficiente di sito	$S=S_s \times S_T$	1,500	1,500	1,288	1,200
Periodi	$T_B$ [s]	0,151	0,151	0,162	0,164
	$T_C$ [s]	0,452	0,453	0,485	0,492
	$T_D$ [s]	1,949	2,054	2,698	2,948
Accelerazione massima	$a_{max}$ [ $m/s^2$ ]	1,283	1,668	3,466	3,963
	$a_{max}/g$	0,131	0,170	0,353	0,404
Spostamento orizz. max	$d_g$ [mm]	28,2	38,8	113,4	143,8
Velocità orizz. max	$v_g$ [m/s]	0,09	0,12	0,27	0,31



**Rappresentazione grafica degli spettri di risposta elastici**

SPETTRI ELASTICI IN ACCELERAZIONE							
SLO		SLD		SLV		SLC	
T [s]	S <sub>d</sub> (T) [m/s <sup>2</sup> ]	T [s]	S <sub>d</sub> (T) [m/s <sup>2</sup> ]	T [s]	S <sub>d</sub> (T) [m/s <sup>2</sup> ]	T [s]	S <sub>d</sub> (T) [m/s <sup>2</sup> ]
0,00	1,28	0,00	1,67	0,00	3,47	0,00	3,96
0,15	3,20	0,15	4,13	0,16	8,68	0,16	9,81
0,45	3,20	0,45	4,13	0,48	8,68	0,49	9,81
0,55	2,62	0,56	3,34	0,63	6,65	0,66	7,36
0,65	2,22	0,67	2,81	0,78	5,39	0,82	5,89
0,75	1,92	0,77	2,42	0,93	4,54	0,98	4,91
0,85	1,70	0,88	2,13	1,08	3,91	1,15	4,21
0,95	1,52	0,99	1,90	1,22	3,44	1,31	3,69
1,05	1,37	1,09	1,71	1,37	3,07	1,47	3,28
1,15	1,25	1,20	1,56	1,52	2,77	1,64	2,95
1,25	1,15	1,31	1,43	1,67	2,53	1,80	2,68
1,35	1,07	1,41	1,32	1,81	2,32	1,97	2,46
1,45	1,00	1,52	1,23	1,96	2,15	2,13	2,27
1,55	0,93	1,63	1,15	2,11	2,00	2,29	2,11
1,65	0,87	1,73	1,08	2,26	1,87	2,46	1,97
1,75	0,82	1,84	1,02	2,40	1,75	2,62	1,84
1,85	0,78	1,95	0,96	2,55	1,65	2,78	1,73
1,95	0,74	2,05	0,91	2,70	1,56	2,95	1,64
1,95	0,74	2,05	0,91	2,70	1,56	2,95	1,64
2,63	0,41	2,70	0,53	3,13	1,16	3,30	1,31
3,32	0,26	3,35	0,34	3,57	0,89	3,65	1,07
4,00	0,18	4,00	0,24	4,00	0,71	4,00	0,89

Valori tabellari relativi alle accelerazioni spettrali in funzione del periodo della struttura



Rappresentazione grafica degli spettri elastici in spostamento

SPETTRI ELASTICI IN SPOSTAMENTO							
SLO		SLD		SLV		SLC	
T [s]	S <sub>De</sub> (T) [mm]	T [s]	S <sub>De</sub> (T) [mm]	T [s]	S <sub>De</sub> (T) [mm]	T [s]	S <sub>De</sub> (T) [mm]
0,00	0,0	0,00	0,0	0,00	0,0	0,00	0,0
0,15	1,8	0,15	2,4	0,16	5,7	0,16	6,7
0,45	16,5	0,45	21,5	0,48	51,7	0,49	60,2
0,64	23,4	0,65	31,0	0,76	81,2	0,80	97,8
0,83	30,2	0,85	40,5	1,04	110,6	1,11	135,3
1,01	37,0	1,05	50,0	1,31	140,1	1,41	172,9
1,20	43,9	1,25	59,4	1,59	169,6	1,72	210,4
1,39	50,7	1,45	68,9	1,87	199,1	2,03	248,0
1,57	57,6	1,65	78,4	2,14	228,6	2,33	285,5
1,76	64,4	1,85	87,9	2,42	258,0	2,64	323,1
1,95	71,2	2,05	97,4	2,70	287,5	2,95	360,6
2,63	71,2	2,70	97,4	3,13	287,5	3,30	360,6
3,32	71,2	3,35	97,4	3,57	287,5	3,65	360,6
4,00	71,2	4,00	97,4	4,00	287,5	4,00	360,6

**Valori tabellari relativi agli spostamenti in funzione del periodo della struttura**

**MODALITA' ESECUTIVE**

- Fase 1: esecuzione di scavi e rinterri per formazione delle piste di lavoro sulle sponde;
- Fase 2: esecuzione di pali trivellati per le spalle e per le pile a sommità emersa;
- Fase 3 : esecuzione delle spalle in c.c.a. gettate in opera;
- Fase 4 : posa degli isolatori elastomerici sulla sommità dei fusti delle pile e sulle spalle;
- Fase 5 : posa dei pulvini prefabbricati in c.a.p.;
- Fase 6 : posa delle travi prefabbricate in c.a.p. e getto della soletta di impalcato;
- Fase 7 : completamento delle opere

Ing. Loris Rinaldi