

Sistema Tramviario Fiorentino

RTI Progettisti:

SYSTRA

SOTECNI
SYSTRA GROUP



PROGETTO DI FATTIBILITA' TECNICA ED ECONOMICA PER L'ESTENSIONE DEL SISTEMA TRAMVIARIO FIORENTINO NEI COMUNI DI FIRENZE, CAMPI BISENZIO E SESTO FIORENTINO - FASE C

LINEA 4.2 - ESTENSIONE PER CAMPI BISENZIO

Opere d'arte Relazione di calcolo preliminare Scatolari

COMUNE DI FIRENZE
SISTEMA TRAMVIARIO FIORENTINO

IL RESPONSABILE DEL PROCEDIMENTO

ING. FILIPPO MARTINELLI

IL DIRETTORE DELL'ESECUZIONE DEL CONTRATTO

ING. CHIARA BERSIANI

RESPONSABILE DELL'INTEGRAZIONE E DEL COORDINAMENTO TRA
LE VARIE PRESTAZIONI SPECIALISTICHE

ING. PAOLO MARCHETTI



Gruppo di Progettazione:

Ing. A. Piazza (Coordinatore Tecnico)
Dott. Geol. F. Valdemarin (Progettazione Geologica)
Ing. A. Benvenuti (Progetto Opere Idrauliche)
Dott.ssa B. Sassi (Indagini Preliminari Archeologiche)
Ing. F. Tamburini (Studi di carattere Ambientale)
Ing. M. Angeloni (Valutazione Previsionale di Impatto Acustico)
Ing. S. Caminiti (Prog. Ferrotranviario Studi Trasportistici)
Ing. J. Wajs (Progetto Impianti Tecnologici)
Ing. G. D'Angelo (Progetto Strutture)
Ing. D. Salvo (Progetto Arch./Paesaggistico Inser. Urbanistico)
Ing. F. Conti (Sicurezza - Prime Disposizioni)
Ing. B. Rowenczyn (Piani Economici e Finanziari)
Ing. G. Coletti (Progettazione Funzionale Depositi Tramviari)
Ing. L. Costalli (Esperto in Esercizio)
Ing. F. Azzarone (Impianti Meccanici)
Ing. D. D'Apollonio (Impianti Elettrici)
Ing. V. Astorino (Cantierizzazione)
Ing. P. Caminiti (Viabilità Interferenti)
Arch. A. Moscheo (PP.SS. Interferenti)
Ing. A. Lucioni (CAM)
Ing. D. Russo (Stime, Capitolati)

COMMESSA	LINEA	FASE	DISCIPLINA	TIPO/NUMERO	REV.	SCALA	NOME FILE
B382	42	SF	STR	RT001	A	-	B382-4.2-SF-STR-RT001-A

REV.	DATA	DESCRIZIONE	REDATTO	VERIFICATO	APPROVATO
0	Dicembre 2019	EMISSIONE	CANESTRELLI	DI IULLO	MARCHETTI
1					
2					

Sommario

1. PREMESSA GENERALE.....	4
2. NORMATIVE DI RIFERIMENTO	4
2.1 NORMATIVA ITALIANA.....	4
3. MATERIALI.....	5
3.1 CALCESTRUZZO PER LE STRUTTURE.....	5
3.2 ACCIAIO PER CALCESTRUZZO ARMATO	6
4. PARAMETRI GEOTECNICI	7
5. ESECUZIONE DELLE OPERE IN ESAME	7
6. CALCOLO DELLE STRUTTURE PRINCIPALI.....	8
6.1 MODELLAZIONE DELLA STRUTTURA E DEI VINCOLI	8
6.2 ANALISI DEI CARICHI	8
6.2.1 Azioni permanenti.....	9
6.2.2 Spinta del terreno sui piedritti.....	9
6.2.3 Azioni variabili da traffico.....	10
6.2.4 Azioni variabili.....	11
6.2.5 Azioni sismiche.....	11
6.2.6 Combinazioni di carico.....	13
6.3 ANALISI STRUTTURALE.....	15
7. VERIFICHE DI RESISTENZA.....	16

7.1 SEZIONE 1	16
7.1.1 Geometria della sezione reagente	16
7.1.2 Carichi agenti sulla sezione	16
7.1.3 Verifiche della sezione resistente	16
7.2 SEZIONE 2	17
7.2.1 Geometria della sezione reagente	17
7.2.2 Carichi agenti sulla sezione	17
7.2.3 Verifiche della sezione resistente	17
7.3 SEZIONE 3	18
7.3.1 Geometria della sezione reagente	18
7.3.2 Carichi agenti sulla sezione	18
7.3.3 Verifiche della sezione resistente	18
7.4 SEZIONE 4	19
7.4.1 Geometria della sezione reagente	19
7.4.2 Carichi agenti sulla sezione	19
7.4.3 Verifiche della sezione resistente	19
7.5 SEZIONE 5	20
7.5.1 Geometria della sezione reagente	20
7.5.2 Carichi agenti sulla sezione	20
7.5.3 Verifiche della sezione resistente	20
7.6 SEZIONE 6	21

7.6.1	<i>Geometria della sezione reagente</i>	21
7.6.2	<i>Carichi agenti sulla sezione</i>	21
7.6.3	<i>Verifiche della sezione resistente</i>	21

1. PREMESSA GENERALE

La presente relazione riguarda la verifica dell'opera scatolare di scavalco di Via dei Manderi nel comune di Campi Bisenzio.

La struttura scatolare è interamente in cemento armato costituita da una fondazione lunga 7.0 m per 0.65 m di spessore, i piedritti di 5.0 m di altezza e 0.50 m di spessore e la copertura di 7.0 m per 0.60 m di spessore.

2. NORMATIVE DI RIFERIMENTO

Per il calcolo si fa riferimento alle leggi e normative di seguito elencate:

2.1 Normativa italiana

- **Legge 5/11/1971 N. 1086** – “Norme per la disciplina delle opere in conglomerato cementizio armato normale e precompresso ed a struttura metallica.”
- **D.M. 17/01/2018** – “Norme tecniche per le costruzioni “
- **Circolare 21/01/2019 N. 7 C.S.LL.PP.** – “Istruzioni per l'applicazione dell'aggiornamento delle Norme tecniche per le costruzioni di cui al decreto ministeriale 17 gennaio 2018.”
- **UNI EN 206:2016** - “Calcestruzzo - Specificazione, prestazione, produzione e conformità”
- **UNI 11104:2016** - “Calcestruzzo - Specificazione, prestazione, produzione e conformità - Specificazioni complementari per l'applicazione della EN 206”

3. MATERIALI

3.1 Calcestruzzo per le strutture

In accordo con la Tabella di seguito, che prescrive la classe di resistenza minima, si adotta un calcestruzzo di classe C28/35 che possiede i requisiti del tipo di calcestruzzo D [tipo di impiego: Tombini e struttura scatolare circolare; classe di esposizione ambientale: XA1; classe di resistenza minima: C28/35].

I		II	III	IV	V
Tipo di calcestruzzo		Campi di impiego	Classe di esposizione ambientale (UNI EN 206) ⁽¹⁾	Classe di resistenza minima [C (fck/Rck) _{min}]	Classe di resistenza di calcolo (MPa) ⁽²⁾
A	1	Impalcati ed Elementi in c.a.p. prefabbricati	[XC3]	C35/45	Rck
	2	Impalcati ed Elementi in c.a.p. gettati in opera	[XC3]	C35/45	Rck
B	1	Elementi prefabbricati in c.a. per strutture fuori terra	[XC3]	C35/45	Rck
	3	Elementi prefabbricati senza funzioni strutturali	XA1	C28/35	Rck
C	1	Impalcati in c.a. ordinari Solette in c.a. in elevazione	XC3	C28/35	Rck
	2	Pile e spalle Baggioli e pulvini Strutture in c.a. in elevazione	XC3	C28/35	Rck
D		Tombini a struttura scatolare circolare	XA1	C28/35	Rck
E	2	Solettoni di fondazione Fondazioni armate	XC2	C25/30	30
	3	Fondazioni non armate (pozzi, sottoplinti, ecc....)	XC2	C25/30	30
	4	Cunette, canalette e cordoli	XC1	C25/30	Rck
F	1	Pali (di paratie o opere di sostegno), diaframmi e relativi cordoli di collegamento gettati in opera	XC2	C25/30	30
	2	Pali/diaframmi di fondazione gettati in opera	XC2	C25/30	30
	3	Pali di fondazione prefabbricati	[XA1]	C32/40	Rck
G		Magrone di riempimento o livellamento	X0	C12/15	Rck

(1) Di norma, la classe di esposizione ambientale indicata individua le caratteristiche della miscela; nei casi in cui la classe di esposizione ambientale è scritta tra parentesi quadre (es. [XC3] come per i calcestruzzi di tipologia A1 e A2), la classe di resistenza minima è stata determinata in considerazione di fattori diversi e, comunque, più vincolanti. Fermo restando quanto sopra, il Progettista dovrà verificare la effettiva classe di esposizione per ogni progetto.

(2) Con Rck si indica in colonna V il valore della resistenza caratteristica a 28 gg di progetto come il maggiore tra il valore richiesto dal calcolo strutturale e quello derivante dalla classe di esposizione. Nella stessa colonna sono inoltre riportati, per alcune parti d'opera, il massimo valore da utilizzare come resistenza di calcolo.

Per le strutture in oggetto si adotta dunque un calcestruzzo con le seguenti caratteristiche:

classe di resistenza: C28/35
classe d'esposizione: XA1
classe minima di consistenza: S4
rapporto max acqua/cemento: 0.55
dosaggio minimo cemento: 320 kg/mc
dimensione massima aggregato: 30 mm

In accordo con le norme vigenti, risulta:

resistenza caratteristica cubica a 28 gg	$R_{ck} =$	35 N/mm ²
resistenza caratteristica cilindrica a 28 gg	$f_{ck} =$	28 N/mm ²
valore medio della resistenza cilindrica	$f_{cm} = f_{ck} + 8 \text{ N/mm}^2 =$	36 N/mm ²
resistenza media a trazione assiale	$f_{ctm} =$	2.77 N/mm ²
resistenze media e	$f_{ctm} = 1.2 f_{ctm} =$	3.32 N/mm ²
caratteristica a trazione per flessione	$f_{ctk} = 0.7 f_{ctm} =$	1.94 N/mm ²
modulo di elasticità secante	$E_{cm} = 22000 (f_{cm} / 10)^{0.3} =$	32300 N/mm ²
coefficiente di Poisson	$\nu =$	0.20
massa specifica	$\rho_c =$	25.00 kN/m ³
coefficiente di espansione termica	$\alpha_{esp.term} =$	1E-05 m/°C

Stato Limite Ultimo

Resistenza di calcolo a compressione semplice

$$\epsilon_{cu} = 0.35\% \quad f_{cd} = \alpha_{cc} f_{ck} / \gamma_C = 15.9 \text{ N/mm}^2$$

Resistenza di calcolo a trazione semplice

$$f_{ctd} = f_{ctk} / \gamma_C = 1.30 \text{ N/mm}^2$$

$$\text{dove} \quad \alpha_{cc} = 0.85 \quad \gamma_C = 1.50$$

Stati Limite di Esercizio

Tensioni limite di compressione in combinazione di carico

- rara	$\sigma_c / f_{ck} = 0.60$	$\sigma_{c,R} =$	15.4 N/mm ²
- quasi permanente	$\sigma_c / f_{ck} = 0.45$	$\sigma_{c,QP} =$	11.2 N/mm ²

3.2 ACCIAIO PER CALCESTRUZZO ARMATO

Per tutte le strutture si adotta un acciaio in barre di tipo B450C (controllato in stabilimento)
con le seguenti caratteristiche:

tensione nominale di snervamento	$f_{y\text{nom}} =$	450 N/mm ²
tensione nominale di rottura	$f_{t\text{nom}} =$	540 N/mm ²
tensione caratteristica di snervamento	$f_{yk} \geq f_{y\text{nom}}$	frattile 5.0%
tensione caratteristica di rottura	$f_{tk} \geq f_{t\text{nom}}$	frattile 5.0%
	$(f_t / f_{yk}) \geq 1.15$	frattile 10.0%
	< 1.35	
	$(f_y / f_{y\text{nom}})_k \leq 1.25$	frattile 10.0%
allungamento	$(A_{gt})_k \geq 7.5\%$	frattile 10.0%
modulo elastico	$E_s =$	210000 N/mm ²
tensione di calcolo agli SLU	$f_{yd} = f_{yk} / \gamma_s =$	391 N/mm ²
dove	$\gamma_s =$	1.15
tensione limite agli SLE	$\sigma_s / f_{yk} = 0.8$	$\sigma_s \leq 337.5 \text{ N/mm}^2$

4. PARAMETRI GEOTECNICI

Per il terreno di fondazione si assumono, in accordo al documento “ALLEGATO 3 - Modulo offerta: Relazione geologica di supporto al progetto di fattibilità tecnico-economica - Modelli geotecnici di massima tracciato tramvia compreso fra capolinea Peretola Aeroporto e fermata Mercafir 2” le seguenti caratteristiche:

- Peso specifico $\gamma_t = 20 \text{ kN/m}^3$
- angolo di attrito interno $\phi' = 20.9^\circ$
- coesione efficace $c' = 0$

5. ESECUZIONE DELLE OPERE IN ESAME

La realizzazione dell'opera deve prevedere una fase preventiva con opere provvisorie di sostegno che permettano l'accostamento dell'opera a quella esistente, di cui questa costituisce

un prolungamento. La struttura in cemento armato sarà gettata in opera, con fasi successive che interessano prima la fondazione, poi i piedritti ed infine la soletta di copertura.

6. CALCOLO DELLE STRUTTURE PRINCIPALI

6.1 Modellazione della struttura e dei vincoli

La struttura dello scatolare è stata calcolata a metro lineare, tramite il programma di calcolo gli elementi finiti SAP2000, sotto carichi verticali e orizzontali derivanti da carichi mobili, permanenti e sismici.

Per rappresentare l'interazione con il terreno sono considerate molle verticali in fondazione. Il modello utilizzato è, quindi, quello di suolo alla Winkler. Il valore della costante di sottofondo k_w è stato valutato con la formulazione di Vesic:

$$k_w = E_t / [(1 - \nu^2) B I] = 800 \text{ kN/m}^3$$

avendo assunto come caratteristiche del terreno di fondazione:

$$E_t = 5 \text{ MPa} \quad \nu = 0.30 \quad I = 0.898$$

essendo I (coefficiente di influenza) ricavato per interpolazione lineare dalla seguente tabella in funzione del rapporto tra le dimensioni in pianta della fondazione ed assumendo:

$$L / B = 1.10 \quad \text{e} \quad H / B = 5$$

Tabella 5.4 Coefficiente di influenza I per uno strato di spessore finito H (Tsyrovich, 1976)

L/B	$H/B = 0.5$	$H/B = 1.0$	$H/B = 2.0$	$H/B = 5.0$
1	0.39	0.62	0.77	0.87
2	0.43	0.70	0.96	1.16
3	0.44	0.73	1.04	1.31
10	0.46	0.77	1.15	1.62
Fondazione circolare	0.38	0.58	0.70	0.78

6.2 Analisi dei carichi

I carichi elementari, i gruppi di azioni e le combinazioni di carico prese in conto nel calcolo della struttura sono specificate nei paragrafi seguenti.

6.2.1 Azioni permanenti

Le azioni permanenti sono costituite dai pesi propri degli elementi strutturali e dai carichi permanenti portati.

Di seguito i carichi agenti sulla copertura:

- $g_{1,s} = 13.75 \text{ kN/m}$ peso proprio della soletta superiore
- $g_{1,f} = 16.25 \text{ kN/m}$ peso proprio della soletta inferiore
- $p_b = 10.00 \text{ kN/m}$ carichi permanenti portati dati dal sovraccarico

A seguire i carichi agenti sui piedritti:

- $g_{1,p} = 12.50 \text{ kN/m}$ peso proprio dei piedritti
- $P_p = 5.00 \text{ kN}$ carichi permanenti portati dati dal sovraccarico

6.2.2 Spinta del terreno sui piedritti

La struttura è stata analizzata nella condizione di spinta a riposo con falda ipotizzata a piano campagna. Il coefficiente di spinta è stato calcolato utilizzando la formula $K_0 = 1 - \sin(\phi')$, per cui si ottiene il valore:

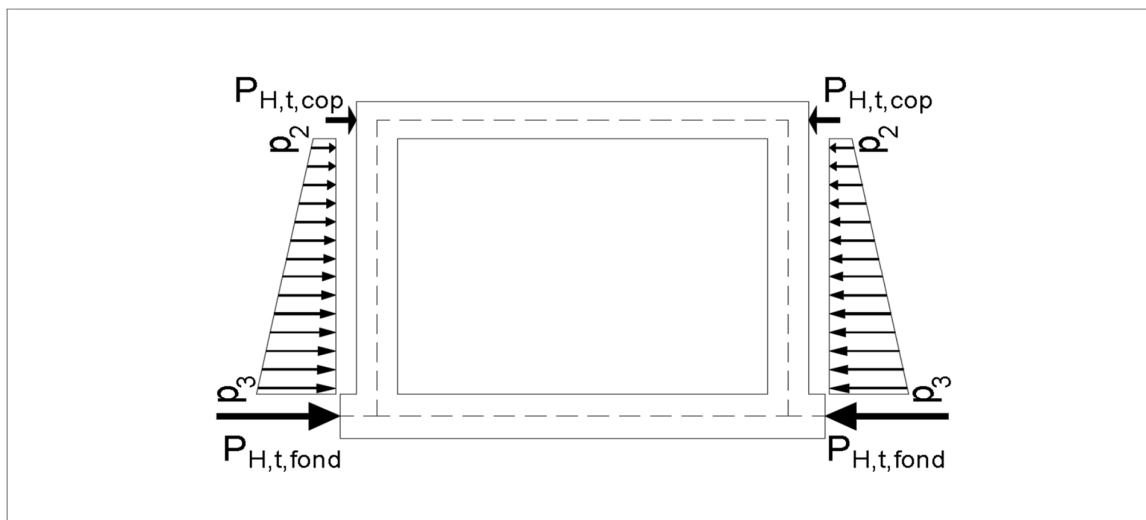
$$K_0 = 0.643$$

La pressione del terreno è stata calcolata come:

$$p_i = K_0 \times (p_b + z_i \times \gamma_t)$$

Di seguito si riportano i valori e lo schema di applicazione delle spinte sui piedritti:

- $P_{H,t,cop} = 5.48 \text{ kN}$ spinta su spessore soletta di copertura
- $p_2 = 13.51 \text{ kN/m}$ spinta intradosso soletta di copertura
- $p_3 = 77.83 \text{ kN/m}$ spinta estradosso soletta di fondazione
- $P_{H,t,fond} = 53.13 \text{ kN/m}$ spinta su spessore soletta di fondazione
- $S_{w1} = 11.50 \text{ kN/m}$ sottospinta idraulica sulla soletta di fondazione



6.2.3 Azioni variabili da traffico

Pur trattandosi di un ponte tranviario, non essendo possibile escludere a priori che l'opera venga utilizzata, in caso di emergenza, da mezzi stradali differenti dal tram previsto in progetto si è scelto di calcolare le strutture per i più conservativi carichi stradali.

Gli schemi di carico assunti per le azioni variabili di traffico sono:

- **Schema di Carico 1:** costituito da carichi concentrati Q_{ik} su due assi in tandem, applicati su impronte di pneumatico di forma quadrata e lato 0.40 m, e da carichi q_i uniformemente distribuiti lungo la corsia convenzionale.
- **Schema di Carico 2a:** costituito dal valore frequente dei carichi concentrati Q_{ik} su due assi in tandem, applicati su impronte di pneumatico di forma quadrata e lato 0.40 m, e dal valore caratteristico del carico q_3 del frenamento.

Di seguito i carichi verticali mobili agenti sulla struttura, calcolati per diffusione verticale negli strati soprastanti:

- $q_{V,Q1,cop} = 55.60 \text{ kN}$ carico derivante dal carico mobile
- $p_{H,Q,ritti} = 19.21 \text{ kN/m}$ spinta laterale sui piedritti dovuta al carico mobile

- $P_{H,Q,cop} = 8.43 \text{ kN}$ spinta laterale dovuta al carico mobile a quota asse
soletta di copertura
- $P_{H,Q,fond} = 2.40 \text{ kN}$ spinta laterale dovuta al carico mobile a quota asse
soletta di fondazione

La forza di frenamento o di accelerazione è funzione del carico verticale agente sulla corsia convenzionale n.1 ed è pari a:

$$180 \text{ kN} \leq q_3 = 0.6 (2 Q_{1k}) + 0.10 q_{1k} w_l L \leq 900 \text{ kN}$$

Tale azione è stata applicata, come carico orizzontale uniformemente distribuito, alla soletta di copertura dello scatolare di larghezza $B = 1.00 \text{ m}$:

- $P_{H,Q1,cop} = 7.27 \text{ kN/m}$ carico distribuito derivante dal frenamento

6.2.4 Azioni variabili

Sono state considerate le azioni da variazioni termiche per una variazione uniforme di $\pm 15^\circ \text{ C}$ e una a farfalla tra intradosso ed estradosso degli spessori pari a $\pm 5^\circ \text{ C}$.

Si è tenuto conto anche dell'azione dovuta al ritiro del calcestruzzo a lungo termine.

6.2.5 Azioni sismiche

Il valore dell'accelerazione orizzontale massima in condizioni sismiche è stato definito in accordo al D.M. 17 gennaio 2018, con sottosuolo di categoria C, categoria topografica T1.

Per l'area interessata dall'opera risultano:

$$a_g / g = 0.148 \quad F_0 = 2.388$$

calcolati per le coordinate (43.796665; 11.151711) nel sistema WGS84 tramite l'applicativo online <http://www.geostru.com/geoapp/parametri-sismici.aspx> (che opera in automatico la conversione nel sistema ED50 adottato nelle tabelle dei parametri sismici) in Classe III e con la vita nominale pari a 50 anni per lo stato limite di salvaguardia della vita SLV.

Essendo il coefficiente di amplificazione stratigrafica $S_s = 1.49$ e quello di amplificazione topografica $S_T = 1.00$, si ottiene l'accelerazione massima $a_{max} = S_s S_T a_g = 0.220 \text{ g}$.

Il valore di accelerazione equivalente (pseudostatica) risulta, quindi

$$a_h = \beta_m a_{max} = 0.220 \text{ g}$$

ed i coefficienti sismici orizzontale e verticale rispettivamente pari a:

$$k_h = a_h / g = 0.220$$

$$k_v = k_h / 2 = 0.110$$

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

$$G_1 + G_2 + \Psi_{2j} Q_{kj}$$

Dove nel caso specifico si assume per i carichi variabili $\Psi_{2j} = 0$.

Le forze di inerzia applicate al modello di calcolo, pertanto, valgono:

- $F'_h = 5.23 \text{ kN/m}$ forza orizzontale sulla soletta di copertura (carico orizzontale uniformemente distribuito)
- $F''_h = 2.75 \text{ kN/m}$ forza orizzontale sui piedritti (carico orizzontale uniformemente distribuito)
- $F'_v = 2.62 \text{ kN/m}$ forza verticale sulla soletta di copertura (carico verticale uniformemente distribuito)

Le spinte delle terre sono state determinate con la teoria di Wood, secondo la quale la risultante dell'incremento di spinta per effetto del sisma su una parete di altezza **H** viene determinata con la seguente espressione:

$$\Delta S_E = (a_{max} / g) \gamma H^2 = 152.9 \text{ kN}$$

Con risultante applicate ad $H/2$. Nel modello di calcolo si è applicato il valore della forza sismica per unità di superficie agente su un piedritto, pari a:

$$\Delta S_E = \Delta S_E / H = 24.66 \text{ kN/m}$$

6.2.6 Combinazioni di carico

Ai fini della determinazione dei valori caratteristici delle azioni dovute al traffico si sono considerati i “gruppi di azioni” 1 e 2a della seguente tabella:

Gruppo di azioni	Carichi sulla superficie carrabile					Carichi su marciapiedi e piste ciclabili non sormontabili
	Carichi verticali			Carichi orizzontali		Carichi verticali
	Modello principale (schemi di carico 1, 2, 3, 4 e 6)	Veicoli speciali	Folla (Schema di carico 5)	Frenatura	Forza centrifuga	Carico uniformemente distribuito
1	Valore caratteristico					Schema di carico 5 con valore di combinazione 2,5KN/m ²
2a	Valore frequente			Valore caratteristico		
2b	Valore frequente				Valore caratteristico	
3 (*)						Schema di carico 5 con valore caratteristico 5,0KN/m ²
4 (**)			Schema di carico 5 con valore caratteristico 5,0KN/m ²			Schema di carico 5 con valore caratteristico 5,0KN/m ²
5 (***)	Da definirsi per il singolo progetto	Valore caratteristico o nominale				

(*) Ponti pedonali
 (**) Da considerare solo se richiesto dal particolare progetto (ad es. ponti in zona urbana)
 (***) Da considerare solo se si considerano veicoli speciali

Tali valori caratteristici sono poi stati utilizzati nelle combinazioni di carico previste agli SLU con i coefficienti parziali di sicurezza:

		Coefficiente	EQU ^(a)	A1	A2
Azioni permanenti g_1 e g_3	favorevoli sfavorevoli	γ_{G1} e γ_{G3}	0,90 1,10	1,00 1,35	1,00 1,00
Azioni permanenti non strutturali ⁽²⁾ g_2	favorevoli sfavorevoli	γ_{G2}	0,00 1,50	0,00 1,50	0,00 1,30
Azioni variabili da traffico	favorevoli sfavorevoli	γ_Q	0,00 1,35	0,00 1,35	0,00 1,15
Azioni variabili	favorevoli sfavorevoli	γ_{Qi}	0,00 1,50	0,00 1,50	0,00 1,30
Distorsioni e presollecitazioni di progetto	favorevoli sfavorevoli	$\gamma_{\epsilon 1}$	0,90 1,00 ⁽³⁾	1,00 1,00 ⁽⁴⁾	1,00 1,00
Ritiro e viscosità, Cedimenti vincolari	favorevoli sfavorevoli	$\gamma_{\epsilon 2}, \gamma_{\epsilon 3}, \gamma_{\epsilon 4}$	0,00 1,20	0,00 1,20	0,00 1,00

utilizzando i coefficienti Ψ per le azioni variabili:

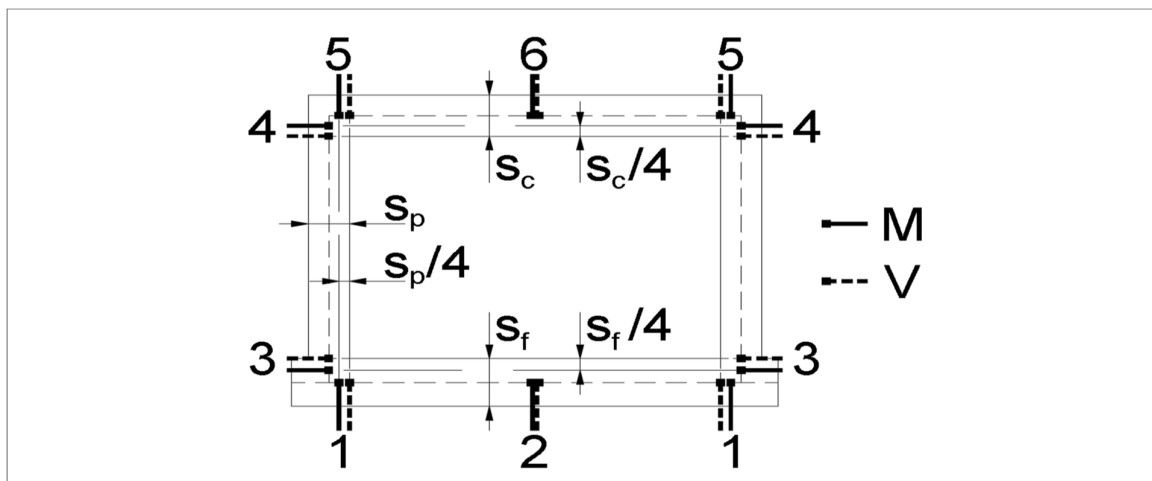
Azioni	Gruppo di azioni (Tab. 5.1.IV)	Coefficiente Ψ_0 di combi- nazione	Coefficiente Ψ_1 (valori frequent)	Coefficiente Ψ_2 (valori quasi permanent)
Azioni da traffico (Tab. 5.1.IV)	Schema 1 (carichi tandem)	0,75	0,75	0,0
	Schemi 1, 5 e 6 (carichi distribuiti)	0,40	0,40	0,0
	Schemi 3 e 4 (carichi concentrati)	0,40	0,40	0,0
	Schema 2	0,0	0,75	0,0
	2	0,0	0,0	0,0
	3	0,0	0,0	0,0
	4 (folla)	--	0,75	0,0
	5	0,0	0,0	0,0
Temperatura	SLU e SLE	0,6	0,6	0,5

Nota: il D.M. 17/01/2018 prevede, per i carichi distribuiti dello schema 1, i coefficienti $\Psi_0 = \Psi_1 = 0.40$ ma, per semplicità di calcolo ed a vantaggio di stabilità, nella presente relazione di calcolo si sono assunti gli stessi valori dei carichi tandem dello stesso schema 1 $\Psi_0 = \Psi_1 = 0.75$.

6.3 Analisi strutturale

Si è adottata, quale metodo di analisi, l'analisi lineare elastica tenendo conto dei fenomeni di viscosità e ritiro del calcestruzzo e delle fasi costruttive con i relativi carichi agenti e sezioni reagenti.

È stata effettuata la verifica delle sezioni confrontando le tensioni, calcolate nei punti indicati nella figura seguente, con le tensioni limite da normativa calcolate per i materiali utilizzati.



7. VERIFICHE DI RESISTENZA

7.1 Sezione 1

7.1.1 Geometria della sezione reagente

Altezza sezione	$H =$	0.650 m
copriferro nominale	$c =$	5.0 cm
copriferro in asse	$u = c + \varphi / 2 =$	6.3 cm
altezza utile	$d = H - u =$	0.587 m
Larghezza sezione	$B = b_w =$	1.000 m
Armatura tesa:	base	$1 \Phi 26 / 20 = 26.55 \text{ cm}^2$
	integrazione	$+ 1 \Phi 12 / 20 = 5.65 \text{ cm}^2$
	$A_f =$	32.20 cm²
e compressa:	$A'_f =$	$1 \Phi 26 / 40 = 13.27 \text{ cm}^2$
Armatura a taglio	$A_{sw} =$	$1 \Phi 10 / (40 \times 20) = 9.82 \text{ cm}^2/\text{m}$

7.1.2 Carichi agenti sulla sezione

$M_{Ed,A1} = 500 \text{ kN m}$	momento flettente agente in combinazione SLU
$M_{Ed,S} = 540 \text{ kN m}$	momento flettente agente in combinazione sismica
$V_{Ed,A1} = 344 \text{ kN}$	taglio agente in combinazione SLU
$V_{Ed,S} = 275 \text{ kN}$	taglio agente in combinazione sismica

7.1.3 Verifiche della sezione resistente

$M_{Rd} = 691.3 \text{ kN m}$	momento resistente $\geq M_{Ed,A1}$	$M_{Rd} / M_{Ed,A1} = 1.38$
$M_{Rd} = 691.3 \text{ kN m}$	momento resistente $\geq M_{Ed,S}$	$M_{Rd} / M_{Ed,S} = 1.28$
$V_{Rsd} = 507.0 \text{ kN}$	taglio resistente del calcestruzzo	
$V_{Rcd} = 1448.3 \text{ kN}$	taglio agente dell'armatura a taglio	
$V_{Rd} = 507.0 \text{ kN}$	taglio resistente della sezione $\geq V_{Ed,A1}$	$V_{Rd} / V_{Ed,A1} = 1.47$
$V_{Rd} = 507.0 \text{ kN}$	taglio resistente della sezione $\geq V_{Ed,S}$	$V_{Rd} / V_{Ed,S} = 1.84$

7.2 Sezione 2

7.2.1 Geometria della sezione reagente

Altezza sezione		$H =$	0.650 m
copriferro nominale		$c =$	5.0 cm
copriferro in asse		$u = c + \varphi / 2 =$	6.3 cm
altezza utile		$d = H - u =$	0.587 m
Larghezza sezione		$B = b_w =$	1.000 m
Armatura tesa:	base	$1 \Phi 26 / 20 =$	26.55 cm ²
	integrazione	$///$	0.00 cm ²
		$A_f =$	26.55 cm²
e compressa:		$A'_f = 1 \Phi 26 / 20 =$	26.55 cm²
Armatura a taglio		$A_{sw} = 1 \Phi 10 / (40 \times 40) =$	4.91 cm²/m

7.2.2 Carichi agenti sulla sezione

$M_{Ed,A1} = 356$ kN m	momento flettente agente in combinazione SLU
$M_{Ed,S} = 161$ kN m	momento flettente agente in combinazione sismica
$V_{Ed,A1} = 163$ kN	taglio agente in combinazione SLU
$V_{Ed,S} = 88$ kN	taglio agente in combinazione sismica

7.2.3 Verifiche della sezione resistente

$M_{Rd} = 574.9$ kN m	momento resistente $\geq M_{Ed,A1}$	$M_{Rd} / M_{Ed,A1} = 1.61$
$M_{Rd} = 574.9$ kN m	momento resistente $\geq M_{Ed,S}$	$M_{Rd} / M_{Ed,S} = 3.57$
$V_{Rsd} = 253.5$ kN	taglio resistente del calcestruzzo	
$V_{Rcd} = 1448.3$ kN	taglio agente dell'armatura a taglio	
$V_{Rd} = 253.5$ kN	taglio resistente della sezione $\geq V_{Ed,A1}$	$V_{Rd} / V_{Ed,A1} = 1.56$
$V_{Rd} = 253.5$ kN	taglio resistente della sezione $\geq V_{Ed,S}$	$V_{Rd} / V_{Ed,S} = 2.88$

7.3 Sezione 3

7.3.1 Geometria della sezione reagente

Altezza sezione	$H =$	0.500 m
copriferro nominale	$c =$	5.0 cm
copriferro in asse	$u = c + \phi / 2 =$	6.3 cm
altezza utile	$d = H - u =$	0.437 m
Larghezza sezione	$B = b_w =$	1.000 m
Armatura tesa:	base	1 Φ 26 / 20 = 26.55 cm ²
	integrazione	+ 1 Φ 12 / 20 = 5.65 cm ²
	$A_f =$	32.20 cm²
e compressa:	$A'_f =$	1 Φ 26 / 20 = 26.55 cm ²
Armatura a taglio	$A_{sw} =$	1 Φ 10 / (20 \times 20) = 19.63 cm ² /m

7.3.2 Carichi agenti sulla sezione

$N_{Ed,A1} = 115$ kN	sforzo normale agente in combinazione SLU
$M_{Ed,A1} = 497$ kN m	momento flettente agente in combinazione SLU
$N_{Ed,S} = 286$ kN	sforzo normale agente in combinazione sismica
$M_{Ed,S} = 537$ kN m	momento flettente agente in combinazione sismica
$V_{Ed,A1} = 331$ kN	taglio agente in combinazione SLU
$V_{Ed,S} = 438$ kN	taglio agente in combinazione sismica

7.3.3 Verifiche della sezione resistente

$M_{Rd} = 523.9$ kN m	momento resistente $\geq M_{Ed,A1}$	$M_{Rd} / M_{Ed,A1} = 1.05$
$M_{Rd} = 555.8$ kN m	momento resistente $\geq M_{Ed,S}$	$M_{Rd} / M_{Ed,S} = 1.04$
$V_{Rsd} = 754.9$ kN	taglio resistente del calcestruzzo	
$V_{Rcd} = 1093.8$ kN	taglio agente dell'armatura a taglio	
$V_{Rd} = 754.9$ kN	taglio resistente della sezione $\geq V_{Ed,A1}$	$V_{Rd} / V_{Ed,A1} = 2.28$
$V_{Rd} = 754.9$ kN	taglio resistente della sezione $\geq V_{Ed,S}$	$V_{Rd} / V_{Ed,S} = 1.72$

7.4 Sezione 4

7.4.1 Geometria della sezione reagente

Altezza sezione	$H =$	0.500 m
copriferro nominale	$c =$	5.0 cm
copriferro in asse	$u = c + \phi / 2 =$	6.3 cm
altezza utile	$d = H - u =$	0.437 m
Larghezza sezione	$B = b_w =$	1.000 m
Armatura tesa:	base	$1 \Phi 26 / 20 = 26.55 \text{ cm}^2$
	integrazione	$/// 0.00 \text{ cm}^2$
	$A_f =$	26.55 cm²
e compressa:	$A'_f =$	$1 \Phi 26 / 20 = 26.55 \text{ cm}^2$
Armatura a taglio	$A_{sw} =$	$1 \Phi 10 / (40 \times 20) = 9.82 \text{ cm}^2/\text{m}$

7.4.2 Carichi agenti sulla sezione

$N_{Ed,A1} = 111 \text{ kN}$	sforzo normale agente in combinazione SLU
$M_{Ed,A1} = 415 \text{ kN m}$	momento flettente agente in combinazione SLU
$N_{Ed,S} = 160 \text{ kN}$	sforzo normale agente in combinazione sismica
$M_{Ed,S} = 370 \text{ kN m}$	momento flettente agente in combinazione sismica
$V_{Ed,A1} = 212 \text{ kN}$	taglio agente in combinazione SLU
$V_{Ed,S} = 229 \text{ kN}$	taglio agente in combinazione sismica

7.4.3 Verifiche della sezione resistente

$M_{Rd} = 440.3 \text{ kN m}$	momento resistente $\geq M_{Ed,A1}$	$M_{Rd} / M_{Ed,A1} = 1.06$
$M_{Rd} = 449.5 \text{ kN m}$	momento resistente $\geq M_{Ed,S}$	$M_{Rd} / M_{Ed,S} = 1.21$
$V_{Rsd} = 377.4 \text{ kN}$	taglio resistente del calcestruzzo	
$V_{Rcd} = 1093.2 \text{ kN}$	taglio agente dell'armatura a taglio	
$V_{Rd} = 377.4 \text{ kN}$	taglio resistente della sezione $\geq V_{Ed,A1}$	$V_{Rd} / V_{Ed,A1} = 1.78$
$V_{Rd} = 377.4 \text{ kN}$	taglio resistente della sezione $\geq V_{Ed,S}$	$V_{Rd} / V_{Ed,S} = 1.65$

7.5 Sezione 5

7.5.1 Geometria della sezione reagente

Altezza sezione	$H =$	0.550 m
copriferro nominale	$c =$	5.0 cm
copriferro in asse	$u = c + \varphi / 2 =$	6.3 cm
altezza utile	$d = H - u =$	0.487 m
Larghezza sezione	$B = b_w =$	1.000 m
Armatura tesa:	base	1 Φ 26 / 20 = 26.55 cm ²
	integrazione	+ 1 Φ 12 / 20 = 5.65 cm ²
	$A_f =$	32.20 cm²
e compressa:	$A'_f =$	1 Φ 26 / 20 = 26.55 cm ²
Armatura a taglio	$A_{sw} =$	1 Φ 10 / (40 \times 20) = 9.82 cm ² /m

7.5.2 Carichi agenti sulla sezione

$M_{Ed,A1} = 415$ kN m	momento flettente agente in combinazione SLU
$M_{Ed,S} = 370$ kN m	momento flettente agente in combinazione sismica
$V_{Ed,A1} = 331$ kN	taglio agente in combinazione SLU
$V_{Ed,S} = 230$ kN	taglio agente in combinazione sismica

7.5.3 Verifiche della sezione resistente

$M_{Rd} = 565.3$ kN m	momento resistente $\geq M_{Ed,A1}$	$M_{Rd} / M_{Ed,A1} = 1.36$
$M_{Rd} = 565.3$ kN m	momento resistente $\geq M_{Ed,S}$	$M_{Rd} / M_{Ed,S} = 1.53$
$V_{Rsd} = 420.6$ kN	taglio resistente del calcestruzzo	
$V_{Rcd} = 1201.5$ kN	taglio agente dell'armatura a taglio	
$V_{Rd} = 420.6$ kN	taglio resistente della sezione $\geq V_{Ed,A1}$	$V_{Rd} / V_{Ed,A1} = 1.27$
$V_{Rd} = 420.6$ kN	taglio resistente della sezione $\geq V_{Ed,S}$	$V_{Rd} / V_{Ed,S} = 1.83$

7.6 Sezione 6

7.6.1 Geometria della sezione reagente

Altezza sezione		$H =$	0.550 m
copriferro nominale		$c =$	5.0 cm
copriferro in asse		$u = c + \varphi / 2 =$	6.3 cm
altezza utile		$d = H - u =$	0.487 m
Larghezza sezione		$B = b_w =$	1.000 m
Armatura tesa:	base	$1 \Phi 26 / 20 =$	26.55 cm ²
	integrazione	$///$	0.00 cm ²
		$A_f =$	26.55 cm²
e compressa:		$A'_f = 1 \Phi 26 / 20 =$	26.55 cm²
Armatura a taglio		$A_{sw} = 1 \Phi 10 / (40 \times 40) =$	4.91 cm²/m

7.6.2 Carichi agenti sulla sezione

$M_{Ed,A1} = 335 \text{ kN m}$	momento flettente agente in combinazione SLU
$M_{Ed,S} = 115 \text{ kN m}$	momento flettente agente in combinazione sismica
$V_{Ed,A1} = 56 \text{ kN}$	taglio agente in combinazione SLU
$V_{Ed,S} = 19 \text{ kN}$	taglio agente in combinazione sismica

7.6.3 Verifiche della sezione resistente

$M_{Rd} = 471.1 \text{ kN m}$	momento resistente $\geq M_{Ed,A1}$	$M_{Rd} / M_{Ed,A1} = 1.41$
$M_{Rd} = 471.1 \text{ kN m}$	momento resistente $\geq M_{Ed,S}$	$M_{Rd} / M_{Ed,S} = 4.10$
$V_{Rsd} = 210.3 \text{ kN}$	taglio resistente del calcestruzzo	
$V_{Rcd} = 1201.5 \text{ kN}$	taglio agente dell'armatura a taglio	
$V_{Rd} = 210.3 \text{ kN}$	taglio resistente della sezione $\geq V_{Ed,A1}$	$V_{Rd} / V_{Ed,A1} = 3.76$
$V_{Rd} = 210.3 \text{ kN}$	taglio resistente della sezione $\geq V_{Ed,S}$	$V_{Rd} / V_{Ed,S} = 11.07$