



Comune di Bologna



Sostenibilità
è Bologna



RTI Progettisti:



PROGETTO DI FATTIBILITA' TECNICA ED ECONOMICA DELLA SECONDA LINEA TRANVIARIA DI BOLOGNA (TRATTO NORD LINEA VERDE - DIRETTRICE CORTICELLA-CASTEL MAGGIORE)



Intervento finanziato con risorse
FSC 2014-2020 - Piano operativo della Città
metropolitana di Bologna
Delibera CIPE n.75/2017



STRUTTURE Allargamento ponte esistente Relazione tecnica

COMUNE DI BOLOGNA
SETTORE MOBILITA' SOSTENIBILE E INFRASTRUTTURE

IL DIRETTORE DEL SETTORE

ING. CLETO CARLINI

IL RESPONSABILE DEL PROCEDIMENTO

ING. GIANCARLO SGUBBI

IL DIRETTORE DELL'ESECUZIONE DEL CONTRATTO

ING. MIRKA RIVOLA

SEGRETERIA TECNICA

ING. BARBARA BARALDI

GEOM. AGNESE FERRO

Aech. VIRGINIA BORRELLO

RESPONSABILE DI COMMESSA

ING. PAOLO MARCHETTI

RESPONSABILE INTEGRAZIONE
PRESTAZIONI SPECIALISTICHE

ING. SANTI CAMINITI

Gruppo di Progettazione:

Ing. Alessandro Piazza (Coordinatore Tecnico)
Ing. Santi Caminiti (Progetto sistemi tranviari)
Ing. Andrea Spinosa (Studi Trasportistici)
Arch. Sebastiano Fulci De Sarno (Prog. Architettonico e Inser. Urbanistico)
Ing. Sergio Di Nicola (Sovrastruttura Tranviaria)
Ing. Jeremie Wajs (Impianti Tecnologici)
Ing. Maurizio Falzea (Esperto Armamento)
Ing. Giorgio Coletti (Progettazione Funzionale Depositi)
Ing. Pietro Caminiti (Viabilità Interferente)
Ing. Stefano Tortella (Opere Strutturali)
Ing. Andrea Carlucci (Esperto Impianti Elettro-ferroviari)
Ing. Domenico D'Apollonio (Impianti di Trazione Elettrica)
Ing. Matteo Mariotti (Impianti Meccanici)
Arch. Sergio Moscheo (Prime Disposizioni per la Sicurezza)
Ing. Boris. Rowenczyn (Piani Economici e Finanziari)
Prof. Matteo Mattioli (Valutazione impatto ambientale e impatto acustico)

COMMESSA	FASE	DISCIPLINA	TIPO/NUMERO	REV.	SCALA	NOME FILE
B381-C	SF	STR	RT004	B		B381-C-SF-STR-RT004B

REV.	DATA	DESCRIZIONE	REDATTO	VERIFICATO	APPROVATO
0	Gen. 2021	EMISSIONE	SISTO	TORTELLA	S.CAMINITI
1	Luglio 2022	Aggiornamento per iter screening ambientale	SISTO	TORTELLA	S. CAMINITI
2					

Indice

1. GENERALITÀ.....	2
2. CRITERI DI VERIFICA	5
3. NORMATIVA DI RIFERIMENTO.....	6
4. CARATTERISTICHE DEI MATERIALI	8
4.1 CALCESTRUZZO PER MAGRONE	8
4.2 CALCESTRUZZO.....	8
4.3 ACCIAIO PER CEMENTO ARMATO.....	9
4.4 PARAMETRI GEOTECNICI PER IL CALCOLO DELLE STRUTTURE.....	9
5. ANALISI DEI CARICHI.....	10
5.1 CARICHI ACCIDENTALI INDOTTI DAL TRAFFICO VEICOLARE	10
5.2 CARICHI ACCIDENTALI INDOTTI DALLA LINEA TRANVIARIA.....	12
5.3 GRADO DI SISMICITÀ E MOTO SISMICO	13
5.4 COMBINAZIONI DI CARICO	15
6. METODO DI CALCOLO	19
7. VERIFICHE DEI PRINCIPALI ELEMENTI STRUTTURALI.....	20
7.1.1 VERIFICA IMPALCATO CAMPATA CENTRALE	20
7.1.2 VERIFICA IMPALCATO CAMPATE LATERALI	21
7.2 VERIFICA PILE.....	22
7.2.1 ELEVAZIONE	24
7.2.2 FONDAZIONE	25

1. GENERALITÀ

Al fine di consentire il passaggio della nuova linea tranviaria lungo Via Shakespeare, si prevede di realizzare un allargamento della sede stradale del ponte esistente sul Canale Navile.

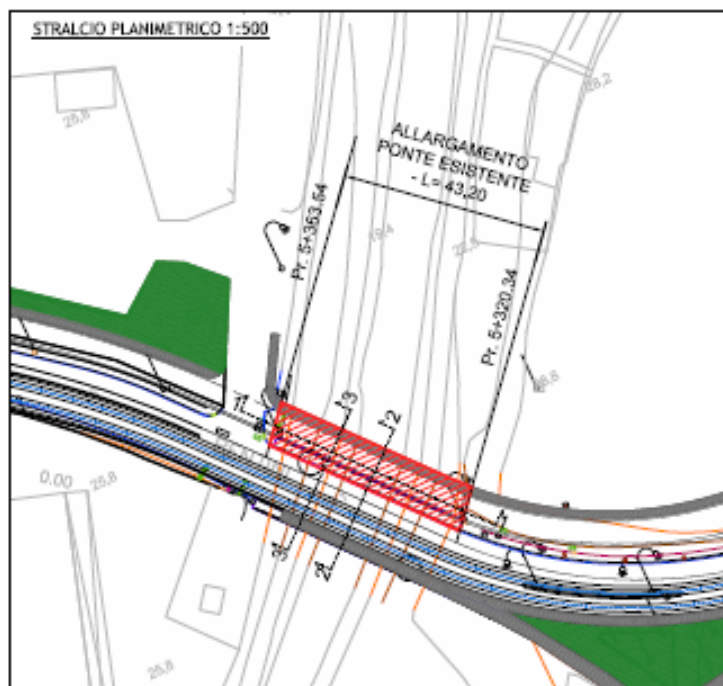


Figura 1-1 – Inquadramento opera

Il nuovo manufatto sarà realizzato in aderenza a quello esistente mediante un impalcato costituito da travi prefabbricate e getto in cls di completamento, sostenuto da nuove spalle in cls armato.

Le fondazioni delle nuove spalle saranno sostenute da opportuni pali in cls armato di diametro pari a 400 mm.

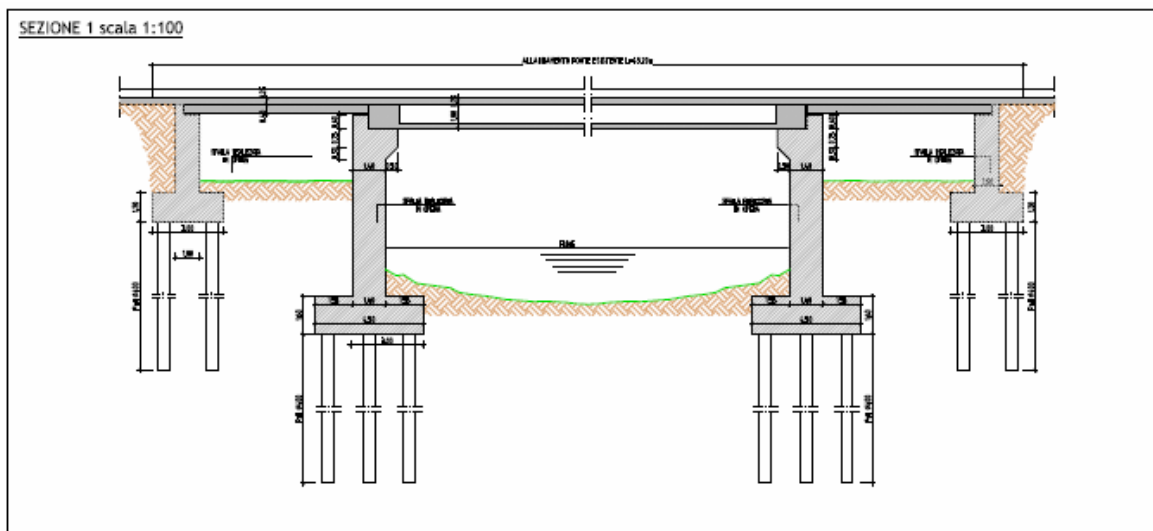


Figura 1-2: Sezione longitudinale ampliamento

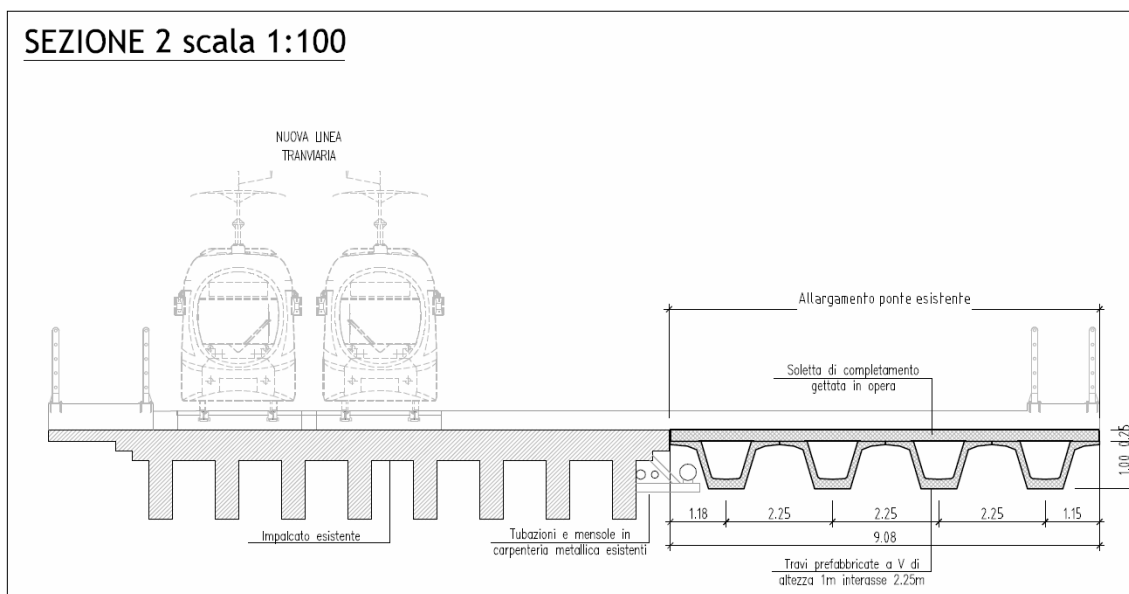


Figura 1-3: Sezione trasversale ponte in corrispondenza della campata centrale

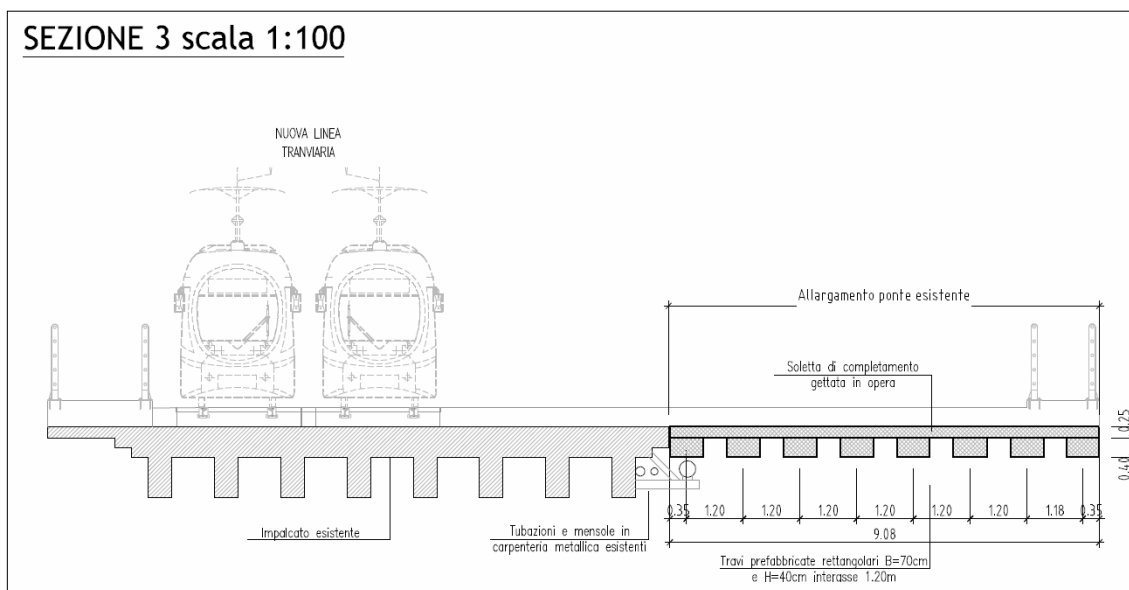


Figura 1-4: Sezione trasversale ponte in corrispondenza delle campate laterali

2. CRITERI DI VERIFICA

Tutte le verifiche strutturali agli stati limite sono state condotte in accordo al quanto indicato nella normativa vigente D.M. 17/01/2018, "Norme tecniche per le costruzioni" e relativa circolare applicativa Circolare 21 gennaio 2019 n. 7.

3. NORMATIVA DI RIFERIMENTO

I calcoli e le disposizioni esecutive sono conformi alle norme attualmente in vigore.

Opere in c.a. e strutture metalliche

- Legge 5 novembre 1971 n. 1086 - Norme per la disciplina delle opere in conglomerato cementizio armato, normale e precompresso ed a struttura metallica
- Circ. Min. LL.PP.14 Febbraio 1974, n. 11951 – Applicazione della L. 5 novembre 1971, n. 1086
- Legge 2 febbraio 1974 n. 64, recante provvedimenti per le costruzioni con particolari prescrizioni per le zone sismiche
- D. M. Min. Il. TT. 17 gennaio del 2018 – Norme tecniche per le costruzioni
- Circolare 21 gennaio 2019 n. 7, Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici, “Istruzioni per l’applicazione dell’“Aggiornamento delle Nuove norme tecniche per le costruzioni” di cui al D.M. 17 gennaio 2018”
- UNI EN 1990 (Eurocodice 0) – Aprile 2006: “Criteri generali di progettazione strutturale”
- UNI EN 1991-2-4 (Eurocodice 1) – Agosto 2004 – Azioni in generale: “Pesi per unità di volume, pesi propri e sovraccarichi per gli edifici”
- UNI EN 1991-1-1 (Eurocodice 1) – Agosto 2004 – Azioni in generale- Parte 1-1: “Pesi per unità di volume, pesi propri e sovraccarichi per gli edifici”
- UNI EN 1991-2 (Eurocodice 1) – Marzo 2005 – Azioni sulle strutture- Parte 2: “Carico da traffico sui ponti”
- UNI EN 1992-1-1 (Eurocodice 2) – Novembre 2005: “Progettazione delle strutture di calcestruzzo – Parte 1-1: “Regole generali e regole per gli edifici”
- UNI EN 1992-2 (Eurocodice 2) – Gennaio 2006: “Progettazione delle strutture di calcestruzzo – Parte 2: “Ponti in calcestruzzo - progettazione e dettagli costruttivi”
- UNI EN 1993-1-1 (Eurocodice 3) – Ottobre 1993: “Progettazione delle strutture in acciaio – Parte 1-1: Regole generali e regole per gli edifici”

- UNI EN 1997-1 (Eurocodice 7) – Febbraio 2005: “Progettazione geotecnica – Parte 1: Regole generali”;
- UNI EN 1998-1 (Eurocodice 8) – Marzo 2005: “Progettazione delle strutture per la resistenza sismica – Parte 1: Regole generali – Azioni sismiche e regole per gli edifici”
- UNI EN 1998-2 (Eurocodice 8) – Febbraio 2006: “Progettazione delle strutture per la resistenza sismica – Parte 2: Ponti”
- UNI EN 1998-5 (Eurocodice 8) – Gennaio 2005: “Progettazione delle strutture per la resistenza sismica – Parte 2: Fondazioni, strutture di contenimento ed aspetti geotecnici”
- Linee guida sul calcestruzzo strutturale - Presidenza del Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici - Servizio Tecnico Centrale
- UNI EN 197-1 giugno 2001 – “Cemento: composizione, specifiche e criteri di conformità per cementi comuni”
- UNI EN 11104 marzo 2004 – “Calcestruzzo: specificazione, prestazione, produzione e conformità”, Istruzioni complementari per l’applicazione delle EN 206-1
- UNI EN 206-1 ottobre 2006 – “Calcestruzzo: specificazione, prestazione, produzione e conformità”

4. CARATTERISTICHE DEI MATERIALI

Per la realizzazione dell'opera è previsto l'impiego dei sottoelencati materiali.

I coefficienti di sicurezza dei materiali adottati in sede di dimensionamento e verifica per gli elementi strutturali sono quelli riportati nel Capitolo 4 del D.M. 17/01/2018, "Norme tecniche per le costruzioni".

Tutti i materiali impiegati nel progetto, soddisfano le caratteristiche ai fini delle prestazioni strutturali antisismiche ai sensi delle D.M. 17/01/2018, "Norme tecniche per le costruzioni", come risulta dalle verifiche riportate nei successivi capitoli.

4.1 CALCESTRUZZO PER MAGRONE

Per il magrone di sottofondazione si prevede l'utilizzo di calcestruzzo di classe Rck 15.

4.2 CALCESTRUZZO

- 1) Per la realizzazione della fondazione dello scatolare si prevede l'utilizzo di calcestruzzo in classe Rck ≥ 35 N/mm², che presenta le seguenti caratteristiche:

Resistenza a compressione (cilindrica)	$f_{ck} = 0.83 \cdot R_{ck} = 29.05$ N/mm ²
Resistenza di calcolo a compressione	$f_{cd} = \alpha_{cc} \cdot f_{ck} / \gamma_c = 16.46$ N/mm ²
Resistenza a trazione media	$f_{ctm} = 0.30 \cdot f_{ck}^{2/3} = 2.83$ N/mm ²
Resistenza a trazione	$f_{ctk} = 0.7 \cdot f_{ctm} = 1.981$ N/mm ²
Resistenza a trazione di calcolo	$f_{ctd} = f_{ctk} / \gamma_c = 1.321$ N/mm ²
Resistenza a compressione (comb. Rara)	$\sigma_c = 0.60 \cdot f_{ck} = 16.80$ N/mm ²
Resistenza a compressione (comb. Quasi Permanente)	$\sigma_c = 0.45 \cdot f_{ck} = 13.07$ N/mm ²

- 2) Per la realizzazione dei piedritti e della soletta di copertura si prevede l'utilizzo di calcestruzzo in classe Rck ≥ 40 N/mm², che presenta le seguenti caratteristiche:

Resistenza a compressione (cilindrica)	$f_{ck} = 0.83 \cdot R_{ck} = 33.20$ N/mm ²
Resistenza di calcolo a compressione	$f_{cd} = \alpha_{cc} \cdot f_{ck} / \gamma_c = 18.81$ N/mm ²
Resistenza a trazione media	$f_{ctm} = 0.30 \cdot f_{ck}^{2/3} = 3.10$ N/mm ²
Resistenza a trazione	$f_{ctk} = 0.7 \cdot f_{ctm} = 2.17$ N/mm ²
Resistenza a trazione di calcolo	$f_{ctd} = f_{ctk} / \gamma_c = 1.45$ N/mm ²
Resistenza a compressione (comb. Rara)	$\sigma_c = 0.60 \cdot f_{ck} = 19.92$ N/mm ²
Resistenza a compressione (comb. Quasi permanente)	$\sigma_c = 0.45 \cdot f_{ck} = 14.94$ N/mm ²

4.3 ACCIAIO PER CEMENTO ARMATO

Per le armature metalliche si adottano tondini in acciaio del tipo B450C controllato in stabilimento che presentano le seguenti caratteristiche:

Proprietà	Requisito
Limite di snervamento f_y	≥ 450 MPa
Limite di rottura f_t	≥ 540 MPa
Allungamento totale al carico massimo A_{gt}	$\geq 7.5\%$
Rapporto f_t/f_y	$1,15 \leq R_m/R_e \leq 1,35$
Rapporto $f_y \text{ misurato} / f_{ynom}$	$\leq 1,25$

Tensione di snervamento caratteristica	$f_{yk} \geq 450$ N/mm ²
Tensione caratteristica a rottura	$f_{tk} \geq 540$ N/mm ²
Tensione in condizione di esercizio (comb. Rara)	$\sigma_s = 0.80 \cdot f_{yk} = 360.00$ N/mm ²
Fattore di sicurezza acciaio	$\gamma_s = 1.15$
Resistenza a trazione di calcolo	$f_{yd} = f_{yk} / \gamma_s = 391.30$ N/mm ²

4.4 PARAMETRI GEOTECNICI PER IL CALCOLO DELLE STRUTTURE

Per i valori relativi ai parametri geologici e geotecnici, fare riferimento al documento di riferimento specialistico.

5. ANALISI DEI CARICHI

In accordo alla normativa vigente, le condizioni di carico considerate per il manufatto oggetto della presente relazione sono le seguenti:

- Peso proprio (il peso proprio degli elementi in calcestruzzo armato (G1) è stato assunto pari a 25 kN/m³);
- Permanenti non strutturali sul solaio (G2): ricoprimento e piano stradale
- Carico indotto dal traffico stradale per i ponti (si veda il paragrafo 5.1): sull'impalcato di nuova realizzazione
- Carico indotto dalla tranvia (si veda paragrafo 5.2): su una porzione di impalcato esistente in sostituzione del carico da traffico veicolare
- Azioni sismiche (si veda il paragrafo 5.3).
- Azione termica: variazione di temperatura con andamento "a farfalla" di + o - 10°C applicata al solaio.

Per il calcolo delle spinte sulle spalle laterali e sulle pile della campata centrale indotte dal terreno si è utilizzato il coefficiente di spinta a riposo K_0 .

5.1 CARICHI ACCIDENTALI INDOTTI DAL TRAFFICO VEICOLARE

Le azioni variabili del traffico definite nello Schema di Carico 1 sono costituite da carichi concentrati e da carichi uniformemente distribuiti. Tale schema è da assumere a riferimento sia per le verifiche globali, sia per le verifiche locali.

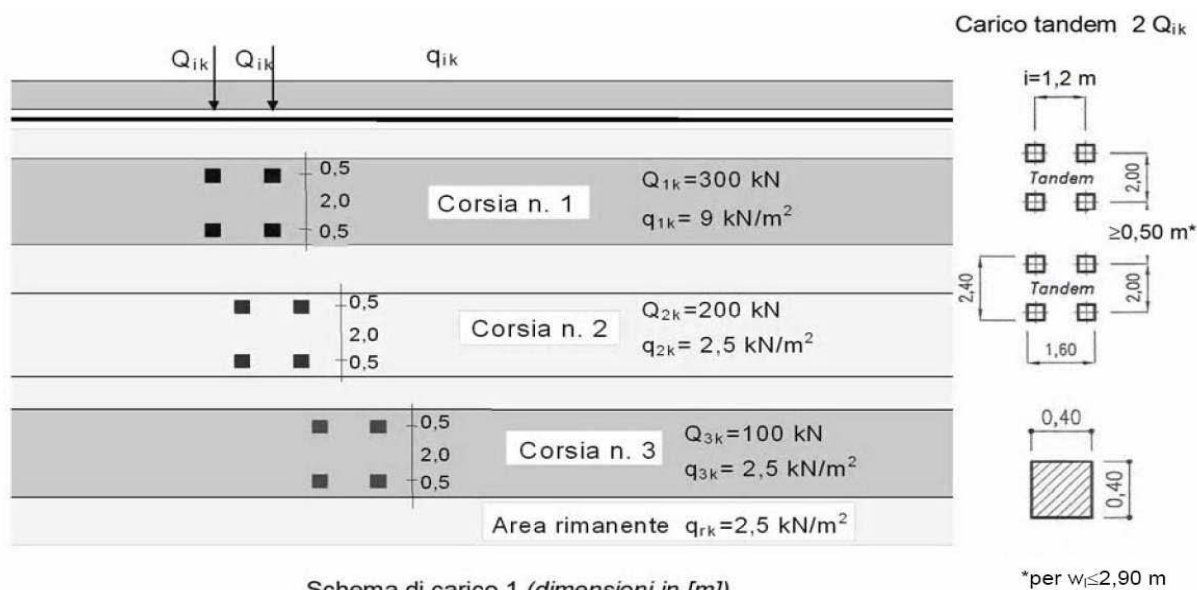


Figura 5-1: Schemi di carico mobile.

Il numero delle colonne di carichi mobili e la loro disposizione sono quelli massimi compatibili con la larghezza della carreggiata considerata.

Posizione	Carico asse Q_{ik} [kN]	q_{ik} [kN/m ²]
Corsia Numero 1	300	9
Corsia Numero 2	200	2,5
Corsia Numero 3	100	2,5
Altre corsie	0,00	2,50

Figura 5-2: Intensità dei carichi Q_{ik} e q_{ik} per le diverse corsie.

Si precisa che secondo il Nuovo Testo Unico del 17 gennaio 2018, i carichi mobili includono gli effetti dinamici.

Il carichi concentrati si assumono uniformemente distribuiti sulla superficie della rispettiva impronta. La diffusione attraverso la pavimentazione e lo spessore della soletta si considera avvenire secondo una diffusione a 45°, fino al piano medio della struttura della soletta sottostante, come mostrato in figura.

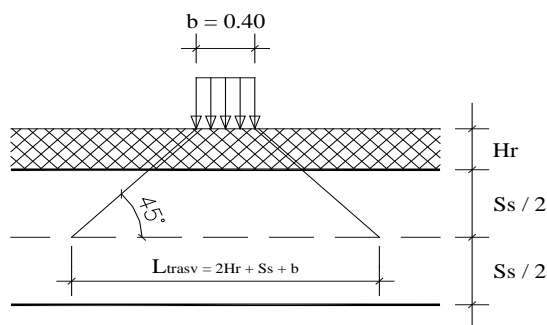


Figura 5-3: Distribuzione carichi

Considerando lo schema di carico 1, gli assi da 150 kN vengono ripartiti e trasmessi sulla soletta considerando una diffusione attraverso la pavimentazione, il terreno e la soletta.

5.2 CARICHI ACCIDENTALI INDOTTI DALLA LINEA TRANVIARIA

Per la valutazione dei carichi si fa riferimento al veicolo tranviario denominato Sirio Firenze; lo scartamento dei binari è pari a 1.435 mm.

Il carico accidentale dovuto al peso del tram Sirio Firenze a pieno carico è stato calcolato considerando una carrozza avente le caratteristiche riportate nella seguente immagine.

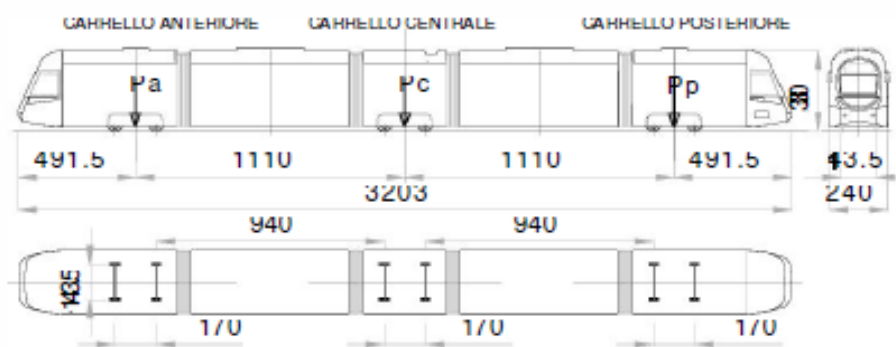


Figura 5-4: caratteristiche del tram Sirio Firenze.

Carichi verticali statici

Il carico per asse a pieno carico della vettura è il seguente:

(passeggeri seduti + 6/m² passeggeri in piedi):

Carrello motore anteriore Pa 198,94 kN

Carrello trascinato centrale Pc 201,14 kN media 99,8 kN/asse

Carrello motore posteriore Pp	198,94 kN
Carico totale	599,02 kN

Effetti dinamici

In analogia a quanto riportato per i ponti ferroviari nel paragrafo 5.2.2.2.3 "Effetti dinamici" delle NTC 2018 per le strutture dell'armamento si può considerare il caso di "linee con elevato standard manutentivo" considerando un aumento dei carichi statici applicando la formula

$$\phi_2 = \frac{1.44}{\sqrt{L} - 0.2} + 0.82 = 1.14$$

A favore di sicurezza si è scelto di adottare un incremento del 15%, da cui il carico statico equivalente diviene:

Carico statico equivalente per asse centrale = 201 / 2 x 1,15	= 115,7 kN
Carico statico equivalente per asse anteriore/posteriore = 199 / 2 x 1,15	= 114,5 kN

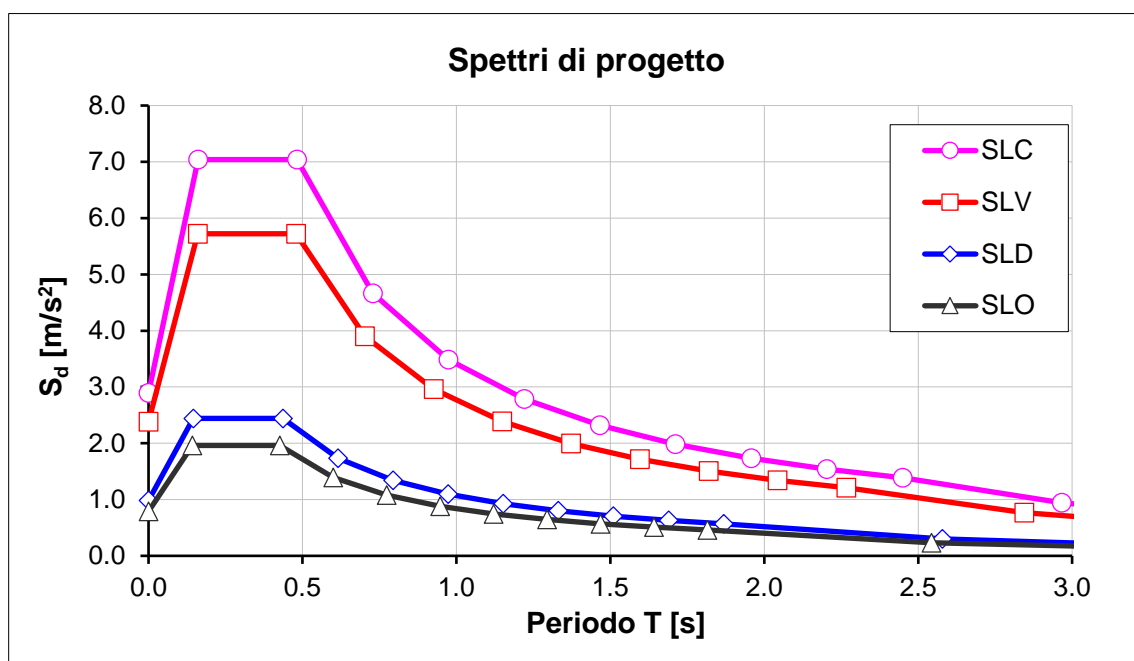
5.3 GRADO DI SISMICITÀ E MOTO SISMICO

Si riportano di seguito i dati utili alla definizione delle azioni sismiche relative al comune di Bologna ed alla tipologia delle opere. Si è assunto un fattore di comportamento q pari ad 1, categoria di sottosuolo C e categoria topografica T1. Il coefficiente di smorzamento viscoso è assunto pari al 5%.

Suolo e topografia	Cat. suolo di fondazione (A,...E)		C
	Categoria topografica (T1,...T4)		T1
	Coeff. di amplificazione topografica	S _T	1.0
Varie	Vita nominale dell'opera (10, 50, 100)	V _N [anni]	50
	Classe d'uso (I, II, III, IV)		IV
	Coefficiente d'uso	C _U	2.0
	Periodo di riferimento	V _R [anni]	100

Si riportano di seguito i dati spettrali che derivano dalle assunzioni di cui sopra:

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]	60	101	949	1950
Accelerazione	a_g [m/s ²]	0.528	0.656	1.633	2.082
	a_g/g	0.054	0.067	0.166	0.212
Fattore di amplificazione	F_0	2.478	2.480	2.399	2.433
Periodo in. velocità costante	T_C^* [s]	0.260	0.270	0.310	0.314
Coefficiente di sottosuolo	C_C	1.64	1.62	1.55	1.54
Coeff. di amplif. stratigrafica	S_S	1.50	1.50	1.46	1.39
Coefficiente di sito	S	1.50	1.50	1.46	1.39
Periodi	T_B [s]	0.142	0.146	0.160	0.161
	T_C [s]	0.426	0.437	0.479	0.483
	T_D [s]	1.815	1.868	2.266	2.449
Accelerazione massima	a_{max} [m/s ²]	0.791	0.985	2.385	2.894
	a_{max}/g	0.081	0.100	0.243	0.295
Spostamento orizz. max	d_g [mm]	15.3	20.1	64.7	85.5
Velocità orizz. max	v_g [m/s]	0.05	0.07	0.18	0.22



L'incremento dinamico di spinta del terreno sotto l'azione sismica viene determinato col metodo di Wood. Tale metodo fornisce la sovraspinta sismica del terreno su una parete interrata soggetta a deformazioni molto contenute, in situazioni prossime di

spinta a riposo sia in condizioni statiche sia durante il sisma. In situazioni del genere, relative alle spalle ed alle pile del ponte che devono avere deformazioni il più possibile contenute, la spinta sismica da assumersi è data dall'espressione:

$$\Delta P_d = \frac{a_g}{g} \cdot S \cdot \gamma \cdot H^2$$

Si deve assumere che tale incremento sia applicato a metà altezza del muro, il che equivale ad applicare una pressione uniforme

$$\Delta p_d = \frac{a_g}{g} \cdot S \cdot \gamma \cdot H$$

5.4 COMBINAZIONI DI CARICO

Ai fini della determinazione dei valori caratteristici delle azioni dovute al traffico, vengono considerate le combinazioni riportate nella tabella 5.1.IV del D.M. 17/01/2018, "Norme tecniche per le costruzioni". A causa della natura dell'opera, i gruppi di azioni da prendere in esame risultano esclusivamente i gruppi 1, 2a.

Tab. 5.1.IV – Valori caratteristici delle azioni dovute al traffico

Carichi sulla superficie carrabile						Carichi su marciapiedi e piste ciclabili non sommontabili
Carichi verticali				Carichi orizzontali		Carichi verticali
Gruppo di azioni	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/m²
2°	Valore frequente			Valore caratteristico		
2b	Valore frequente				Valore caratteristico	
3 (*)						Schema di carico 5 con valore caratteristico 5,0kN/m²
4 (**)			Schema di carico 5 con			Schema di carico 5 con valo-
			valore caratteristico 5,0kN/m²			re caratteristico 5,0kN/m²
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						

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

		Coefficiente	EQU ²³	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 ⁽²⁴⁾ 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_{Q3}	0,00 1,50	0,00 1,50	0,00 1,30
Distorsioni e presollecitazioni di progetto	favorevoli sfavorevoli	γ_{d1}	0,90 1,00 ⁽²⁴⁾	1,00 1,00 ⁽²⁴⁾	1,00 1,00
Ritiro e viscosità, Cedimenti vincolari	favorevoli sfavorevoli	γ_{i2} e γ_{i3} e γ_{i4}	0,00 1,20	0,00 1,20	0,00 1,00

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

Azioni	Gruppo di azioni (Tab. 5.1.IV)	Coefficiente ψ_0 di combinazione	Coefficiente ψ_1 (valori frequenti)	Coefficiente ψ_2 (valori quasi permanenti)
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
Vento	a ponte scarico SLU e SLE	0,6	0,2	0,0
	in esecuzione	0,8	0,0	0,0
	a ponte carico SLU e SLE	0,6	0,0	0,0

Neve	SLU e SLE	0,0	0,0	0,0
	in esecuzione	0,8	0,6	0,5
Temperatura	SLU e SLE	0,6	0,6	0,5

In accordo alla normativa di riferimento, poiché i carichi permanenti non strutturali sono compiutamente definiti, per il coefficiente γ_g si adottano i valori 1.3 o 1 se il loro contributo aumenta la sicurezza.

Per gli stati limite di esercizio si devono prendere in esame le combinazioni rare, frequenti e quasi permanenti con i γ pari a 1 e applicando ai valori caratteristici delle azioni variabili adeguati coefficienti ψ . In forma convenzionale le combinazioni possono essere espresse nel seguente modo:

- Combinazione rara

$$G_1 + G_2 + P + Q_{k1} + \psi_{02} \cdot Q_{k2} + \psi_{03} \cdot Q_{k3} + \dots$$

- Combinazione frequente

$$G_1 + G_2 + P + \psi_{11} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \psi_{23} \cdot Q_{k3} + \dots$$

- Combinazione frequente quasi permanente

$$G_1 + G_2 + P + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \psi_{23} \cdot Q_{k3} + \dots$$

La combinazione dell'azione sismica (E) con le altre azioni è stata effettuata in accordo a quanto indicato nel paragrafo 2.5.3, D.M. 17/01/2018, "Norme tecniche per le costruzioni", ovvero

$$G_1 + G_2 + P + E + \sum_j \psi_{2j} Q_{kj}$$

essendo "E" l'azione sismica per lo stato limite in esame.

Trattandosi di un ponte, in accordo con il paragrafo 7.2.2 delle N.T.C. 2018, si è considerata la componente verticale E_z dell'azione sismica.

6. METODO DI CALCOLO

La verifica degli elementi è stata svolta seguendo i diversi approcci sottoelencati:

- gli elementi prefabbricati sono stati verificati mediante l'utilizzo di grafici riportanti il valore dell'interasse fra le travi in funzione della luce di calcolo;
- gli elementi in c.a.v. costituenti pile, spalle realizzate in opera sono stati progettati facendo ricorso ad una modellazione ad elementi finiti elaborati tramite il software di calcolo Midas/Gen v.2020, release 2.1, licenza n. USGW000288 intestata a Ing. Stefano Tortella.

7. VERIFICHE DEI PRINCIPALI ELEMENTI STRUTTURALI

Scopo della presente relazione è l'illustrazione dei criteri e delle ipotesi di calcolo adottati, delle verifiche in merito alle condizioni di stabilità dei manufatti ed al tasso di lavoro dei materiali per le tipologie strutturali maggiormente significative.

Per quanto riguarda l'impalcato esistente i carichi dovuti alla linea Tramviaria sono inferiori ai carichi dovuti al traffico veicolare per i ponti quindi è possibile omettere la verifica delle strutture esistenti del ponte.

Pertanto, si riportano di seguito le verifiche strutturali svolte per la sola parte di nuova realizzazione del manufatto in oggetto:

- Verifiche di resistenza del manufatto allo stato limite ultimo (SLU) e stato limite di salvaguardia della vita (SLV);
- Verifiche tensionali e di fessurazione del manufatto allo stato limite di esercizio (SLE).

7.1.1 VERIFICA IMPALCATO CAMPATA CENTRALE

L'impalcato della campata centrale è costituito da travi prefabbricate a V, di altezza pari a 1m con interasse di 2,25m, e soletta di completamento dello spessore pari a 25cm. Per la verifica dell'interasse di posa si è fatto riferimento al grafico riportato nella Figura 7-1 che permette la determinazione dell'interasse di posa in funzione della luce di calcolo dell'impalcato per il carico del traffico veicolare, come definito nel capitolo 5 delle NTC2018.

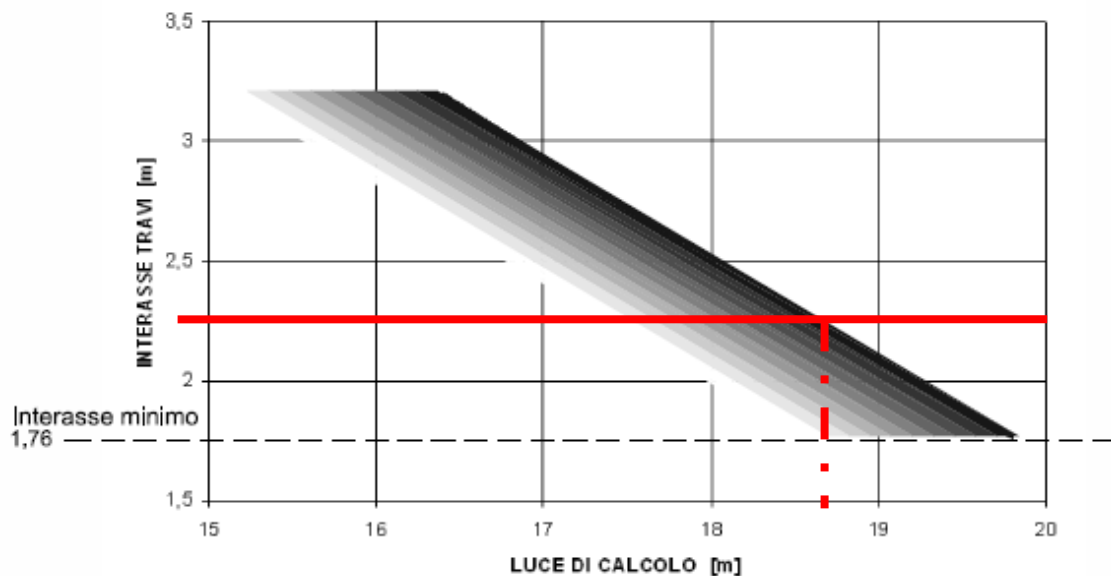


Figura 7-1: grafico portata travi prefabbricate interazione interasse-luce.

Come si può vedere entrando con il valore di interasse pari a 2,25 m ricavo che il sistema è verificato sino a luci di calcolo pari a 18,7m. Nel caso in esame la luce di calcolo è pari a 18m quindi l'impalcato risulta verificato.

7.1.2 VERIFICA IMPALCATO CAMPATE LATERALI

Entrambe le campate laterali hanno luce di calcolo pari a 8m e l'impalcato costituito da travi prefabbricate rettangolari di base 70cm e altezza 40cm con interasse 1,2m e soletta di completamento dello spessore pari a 25cm. Per la verifica dell'interasse di posa si è fatto riferimento al grafico riportato nella Figura 7.2 che per il carico del traffico veicolare, come definito nel capitolo 5 delle NTC2018, permette la determinazione dell'interasse di posa in funzione della luce di calcolo dell'impalcato.

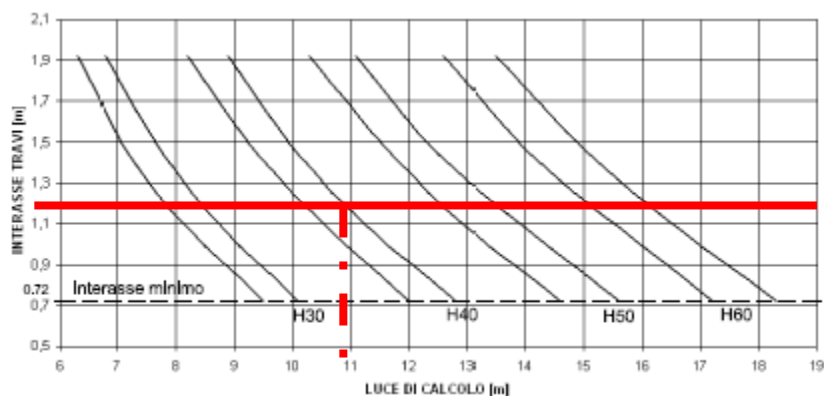


Figura 7-2: grafico portata travi prefabbricate interazione interasse-luce.

Come si può vedere entrando con il valore di interasse pari a 1,2 m ricavo che il sistema è verificato sino a luci di calcolo pari a 10,9m. Nel caso in esame la luce di calcolo è pari a 8m quindi l'impalcato risulta verificato.

7.2 VERIFICA PILE

Per la verifica delle pile del ponte è stato realizzato un modello piano ad elementi finiti. A favore di sicurezza si è scelto di modellare una porzione di pila di lunghezza 2.25m pari all'interasse delle travi di impalcato della campata centrale trascurando:

- la ripartizione delle azioni dovuta alla presenza della soletta integrativa al di sopra delle travi prefabbricate
- la ripartizione delle azioni lungo l'altezza della pila.

Di seguito si riportano le immagini del modello tridimensionale realizzato con il software Midas/Gen.

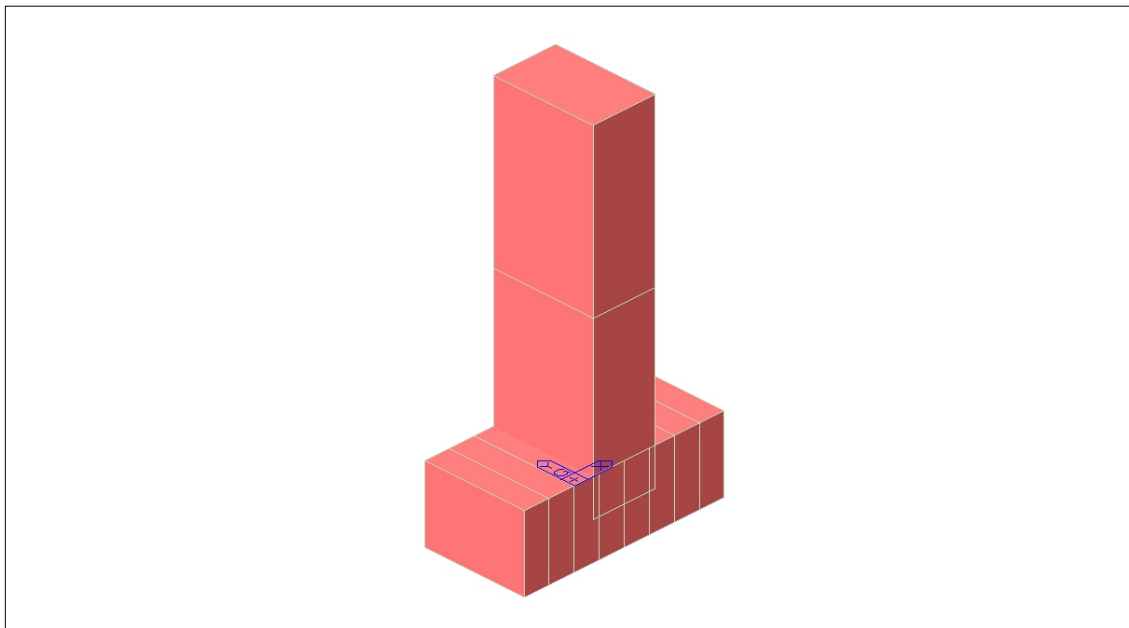


Figura 7-3: modello 3d solido

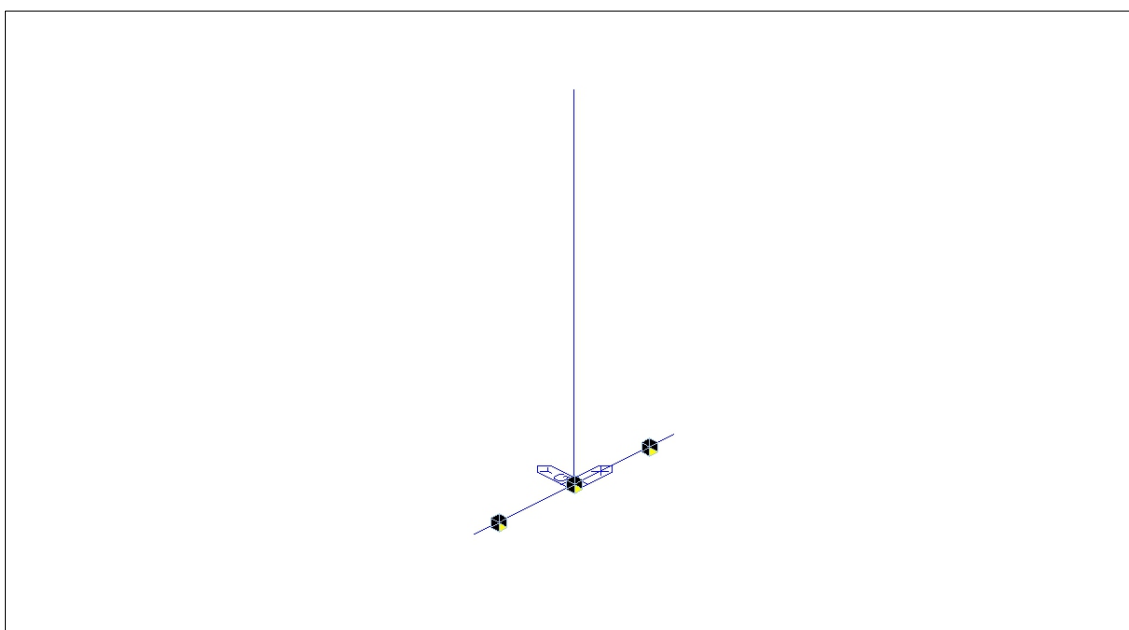


Figura 7-4: modello 3d unfiled con vincoli che schematizzano i pali di fondazione

7.2.1 Elevazione

Nell'immagine seguente si riportano le verifiche SLU, SLV e SLE per le pile centrali

midas Gen

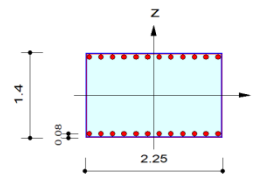
RC Column Checking Result



Company	Project Title
Author	File Name
Stefano Tortella	C:\...1188Ponte_mod3.mgb

1. Design Condition

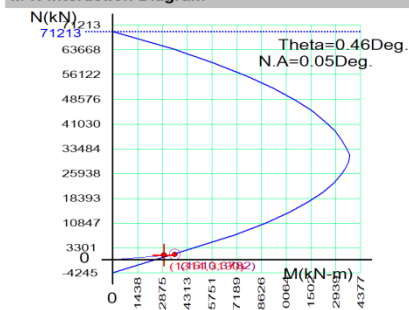
Design Code : Eurocode2:04 & NTC2018 UNIT SYSTEM kN, m
Member Number: 2 (PM), 2 (Shear)
Material Data : fck = 32000, fyk = 450000, fyw = 450000 KPa
Column Height : 3.7 m
Section Property: Pila (No : 1)
Rebar Pattern : 24 - 2 - P24 Ast = 0.010848 m² (Rhost = 0.003)



2. Design for Axial and Flexure

Load Combination : 16 (J)
Concentric Max. Axial Load N_Rdmax = 71213.4 kN
Axial Load Ratio N_Ed / N_Rd = 1314.36 / 1610.11 = 0.816 < 1.000 O.K
Moment Ratio M_Ed / M_Rd = 3130.26 / 3781.61 = 0.828 < 1.000 O.K
M_Edy / M_Rdy = 3130.15 / 3781.49 = 0.828 < 1.000 O.K
M_Edz / M_Rdz = 26.2872 / 30.3678 = 0.866 < 1.000 O.K

M-N Interaction Diagram



N_Rd(kN)	M_Rd(kN-m)
71213.45	0.00
61586.30	6061.74
53594.03	9735.39
46415.27	12080.39
40207.68	13438.57
35279.68	14124.38
32516.27	14377.22
30297.49	14278.21
26247.35	13828.68
21002.62	12738.76
14791.83	10706.96
7747.08	7429.61
-4244.87	0.00

3. Design for Shear

[END]	y : 20 (J)	z : 16 (J)
Applied Shear Force (V_Ed)	0.00000 kN	766.230 kN
Shear Ratio (V_Ed/V_Rdc)	0.00000 / 1074.83 = 0.000	766.230 / 1148.76 = 0.667
Shear Ratio (V_Ed/V_Rds)	0.00000 / 2012.44 = 0.000	766.230 / 1224.16 = 0.626
Shear Ratio (V_Ed/V_Rdmax)	0.00000 / 14582.4 = 0.000	766.230 / 14256.0 = 0.054
Shear Ratio	0.000 < 1.000 O.K	0.667 < 1.000 O.K
Asw-H_use	0.00263 m ² /m, 2-P10 @60	0.00263 m ² /m, 2-P10 @60

[MIDDLE]	y : 20 (1/2)	z : 16 (1/2)
Applied Shear Force (V_Ed)	0.00000 kN	619.409 kN
Shear Ratio (V_Ed/V_Rdc)	0.00000 / 1051.65 = 0.000	619.409 / 1129.06 = 0.549
Shear Ratio (V_Ed/V_Rds)	0.00000 / 2012.44 = 0.000	619.409 / 1224.16 = 0.506
Shear Ratio (V_Ed/V_Rdmax)	0.00000 / 14582.4 = 0.000	619.409 / 14256.0 = 0.043
Shear Ratio	0.000 < 1.000 O.K	0.549 < 1.000 O.K
Asw-H_use	0.00263 m ² /m, 2-P10 @60	0.00263 m ² /m, 2-P10 @60

4. Serviceability : Stress Limit Check

	Load Combination	Stress(s)	Allowable Stress(sa)	Stress Ratio(s/sa)
Concrete (Tensile)	25(C)	-592.13	3023.81	0.1958
Concrete (Compression)	25(C)	1919.62	19200.00	0.1000
	29(Q)	1030.46	14400.00	0.0716
Rebar	25(C)	5381.16	360000.00	0.0149
Check Linear Creep	29(Q)	1030.46	14400.00	Linear Creep

midas Gen

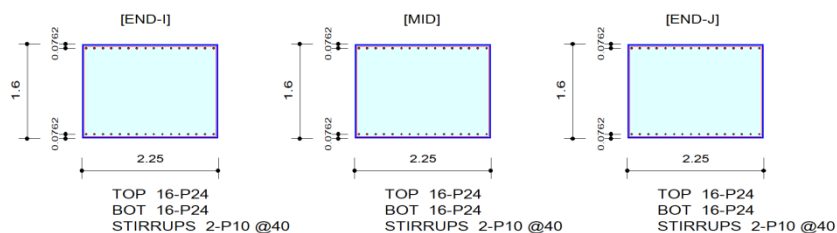
RC Beam Strength Checking Result

Company		Project Title	
Author	Stefano Tortella	File Name	C:\...1188Ponte_mod3.mgb

1. Design Information

Design Code	Eurocode2:04 & NTC2018	Unit System	kN, m
Material Data	fck = 28000, fyk = 450000, fyw = 450000 KPa		
Section Property	fondazione (No : 2)	Beam Span	0.566667m

2. Section Diagram



3. Bending Moment Capacity

	END-I	MID	END-J
(-) Load Combination No.	16	16	16
Moment (M _{Ed})	611.63	778.63	864.84
Factored Strength (M _{Rd})	4202.40	4202.40	4202.40
Check Ratio (M _{Ed} /M _{Rd})	0.1455	0.1853	0.2058
Neutral Axis (x/d)	0.0518	0.0518	0.0518
(+) Load Combination No.	3	3	3
Moment (M _{Ed})	2356.51	2172.02	1795.71
Factored Strength (M _{Rd})	4202.40	4202.40	4202.40
Check Ratio (M _{Ed} /M _{Rd})	0.5608	0.5169	0.4273
Neutral Axis (x/d)	0.0518	0.0518	0.0518
Using Rebar Top (As _{top})	0.0072	0.0072	0.0072
Using Rebar Bot (As _{bot})	0.0072	0.0072	0.0072


4. Shear Capacity

	END-I	MID	END-J
Load Combination No.	17	14	17
Factored Shear Force (V _{Ed})	930.54	1004.61	961.78
Shear Strength by Conc.(V _{Rdc})	1013.12	1013.12	1013.12
Shear Strength by Rebar.(V _{Rds})	2119.74	2119.74	2119.74
Shear Strength by Rebar.(V _{Rdmax})	14399.91	14399.91	14399.91
Using Shear Reinf. (Asw)	0.0040	0.0040	0.0040
Using Stirrups Spacing	2-P10 @40	2-P10 @40	2-P10 @40
Shear Ratio by Conc	0.9185	0.9916	0.9493
Shear Ratio by (V _{Rds} ; V _{Rdmax})	0.4390	0.4739	0.4537
Check Ratio	0.9185	0.9916	0.9493

Modeling, Integrated Design & Analysis Software
http://www.MidasUser.com
Gen 2020

Print Date/Time : 12/28/2020 10:08

Verifiche SLE

midas Gen		RC Beam Serviceability Checking Result			
	Company		Project Title		
	Author	Stefano Tortella	File Name	C:\...1188Ponte_mod3.mgb	

1. Design Information

Design Code

Eurocode2:04 & NTC2018

Unit System

kN, m

Material Data

fck = 28000, fyk = 450000, fyw = 450000 KPa

Section Property

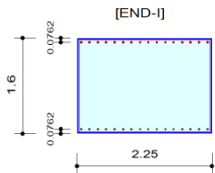
fondazione (No : 2)

Beam Span

0.566667m

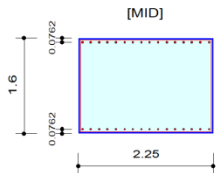
2. Section Diagram

[END-I]



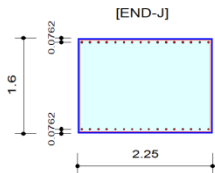
TOP 16-P24
BOT 16-P24
STIRRUPS 2-P10 @40

[MID]



TOP 16-P24
BOT 16-P24
STIRRUPS 2-P10 @40

[END-J]



TOP 16-P24
BOT 16-P24
STIRRUPS 2-P10 @40

3. Stress Check

	END-I		MID		END-J	
	Concrete	Rebar	Concrete	Rebar	Concrete	Rebar
(-) Load Combination No.	29(Q)	29(Q)	29(Q)	29(Q)	29(Q)	29(Q)
Stress(s)	31.23	349.86	17.57	196.79	31.23	349.86
Allowable Stress(sa)	16800.00	360000.00	16800.00	360000.00	16800.00	360000.00
Stress Ratio(s/sa)	0.0019	0.0010	0.0010	0.0005	0.0019	0.0010
(+) Load Combination No.	27(C)	27(C)	27(C)	27(C)	27(C)	27(C)
Stress(s)	1595.13	17867.84	1470.45	16471.17	1216.00	13620.98
Allowable Stress(sa)	16800.00	360000.00	16800.00	360000.00	16800.00	360000.00
Stress Ratio(s/sa)	0.0949	0.0496	0.0875	0.0458	0.0724	0.0378

4. Check Linear Creep

	END-I	MID	END-J
(-) Load Combination No.	29(Q)	29(Q)	29(Q)
Stress(s)	31.23	17.57	31.23
Allowable Stress(sa)	12600.00	12600.00	12600.00
Stress Ratio(s/sa)	0.0025	0.0014	0.0025
Result	Linear Creep	Linear Creep	Linear Creep
(+) Load Combination No.	29(Q)	29(Q)	29(Q)
Stress(s)	915.69	847.63	706.42
Allowable Stress(sa)	12600.00	12600.00	12600.00
Stress Ratio(s/sa)	0.0727	0.0673	0.0561
Result	Linear Creep	Linear Creep	Linear Creep

Modeling, Integrated Design & Analysis Software

http://www.MidasUser.com

Gen 2020

Print Date/Time : 12/28/2020 10:08

- 1 / 2 -

