



DGR 6273/2022 - OPERE PER LA MESSA IN SICUREZZA SUL
COLATORE GANDIOLO E DELL'ATTRAVERSAMENTO SULLA SP243
IN COMUNE DI CASTELNUOVO BOCCA D'ADDA
CUP: B18H22000760002

OGGETTO:

SERVIZIO PER LA REDAZIONE
DEL PROGETTO ESECUTIVO

PROGETTO ESECUTIVO



P&P Consulting Engineers Studio Associato
Via Pastrengo, 9 - 24068 - Seriate (BG)
+39 035 3235700 - fax +39 035 3235750
E-mail: info@pepconsultingengineers.it

Timbro:



Livello di Progetto:

PFTE ☐
Esecutivo ☒

Elaborato:

INDAGINI IN SITO E DI LABORATORIO
STRUTTURA ESISTENTE

Autor:

MM

Codice:

140_21_SC

Scala:

REVISIONE:	DATA:	DESCRIZIONE:
00	31/05/2024	Prima emissione

Tavola:

A.08

Data:

Maggio 2024

RELAZIONE DI CALCOLO

**Esecuzione di indagini strutturali e progettazione adeguamenti ponti
sul colatore Gandiolo in comune di Castelnovo Bocca d'Adda(LO)**

Analisi statica del Ponte n° 3



p.c.: AIPO Agenzia Interregionale per il Po

Documento	Data	Pagine relazione
RdC-401-2019	Novembre 2019	60
Revisione	Data di revisione	Allegati
-	-	RdP-394-2019
Il responsabile	 	
Ing. Paolo Panzeri		

INDICE

1.	PREMESSE E SCOPI	3
2.	INQUADRAMENTO TERRITORIALE E URBANISTICO	4
3.	NORMATIVE E LINEE GUIDA DI RIFERIMENTO	5
4.	RELAZIONE ILLUSTRATIVA	6
4.1	Descrizione del Manufatto	7
4.2	Documenti di Riferimento	8
5.	PROPRIETÀ DEI MATERIALI	9
5.1	Proprietà dei materiali considerate nella verifica secondo la normativa dell'epoca di costruzione	9
5.2	Proprietà dei materiali considerate nella verifica secondo le NTC 2018	9
5.2.1	Livello di conoscenza della struttura in calcestruzzo armato	9
5.2.2	Proprietà dei materiali	10
5.2.2.1	Calcestruzzo	10
5.2.2.2	Acciaio d'armatura	11
6.	METODO DI ANALISI E MODELLO FEM	12
7.	ANALISI DEI CARICHI	15
7.1	Peso proprio strutturale (g_1)	15
7.2	Carichi permanenti non strutturali (g_2)	16
7.3	Sovraccarichi accidentali (q_k)	16
8.	VERIFICA SECONDO LA NORMATIVA DELL'EPOCA DI COSTRUZIONE	17
8.1	Carichi da traffico considerati nell'analisi	17
8.2	Verifiche strutturali	19
8.2.1	Verifiche travi	19
8.2.2	Verifiche Pilastri	27
8.2.3	Verifica soletta	31
8.2.4	Verifica delle spalle	32
8.2.5	Verifica fondazioni	33
9.	VERIFICA SECONDO LE NTC 2018	34
9.1	Carichi da traffico considerati nell'analisi	34
9.2	Verifiche travi	35
9.3	Verifiche pilastri	42

9.4	Verifica soletta	45
9.5	Prova di carico	46
9.6	Verifica sismica dei pilastri	46
9.7	Verifica delle pile per azioni idrodinamiche	50
10.	INTERVENTI DI MANUTENZIONE E RINFORZO	52
10.1	Sintesi delle condizioni di ammaloramento	52
10.2	Descrizione degli interventi	57
11.	OSSERVAZIONI CONCLUSIVE	60

ALLEGATI:

Sigla	Oggetto	Data	Autore
RdP-394-2019	Indagini Diagnostiche e Conoscitive, prova dinamica e prova di carico statica sul Ponte n° 3 di proprietà AIPO, sito nel comune di Castelnuovo Bocca d'Adda (LO)	Novembre 2019	P&P Consulting Engineers

1. PREMESSE E SCOPI

L'AIPO (Agenzia interregionale per il fiume Po) ha commissionato l'esecuzione di indagini strutturali e la verifica statica dell'idoneità dei ponti di sua proprietà di attraversamento sul collettore Gandiolo. Nello specifico, il tratto del collettore attraversato dai ponti, è denominato Canale Tosi. I ponti oggetto di analisi sono i seguenti:

- Ponte n°1: ponte sito in comune di Meleti (LO), di collegamento tra la SP27 e la SP116;
- Ponte n°2: ponte sito in comune di Castelnuovo Bocca d'Adda (LO), al termine della Via Piave;
- Ponte n°3: ponte sito in comune di Castelnuovo Bocca d'Adda (LO), lungo la SP243;
- Ponte n°4: ponte sito in comune di Castelnuovo Bocca d'Adda (LO), lungo la Via Cascina Brevia;

L'attività di valutazione di sicurezza in ambito statico è stata eseguita sulla base delle seguenti fasi operative:

1. Raccolta ed analisi della documentazione tecnica esistente;
2. Sopralluogo in situ per la conduzione di rilievi geometrici, dei dettagli costruttivi;
3. Ispezione visiva per la verifica dello stato di conservazione delle strutture, con rilievo di eventuali fenomeni di degrado e/o alterazione;
4. Caratterizzazione dei materiali costituenti le strutture;
5. Caratterizzazione dinamica del manufatto mediante prova dinamica ambientale;
6. Implementazione del modello FEM e verifica di idoneità statica del ponte;
7. Indicazione preliminare dei possibili interventi sulla base delle criticità riscontrate.

Le fasi di indagini conoscitive sono state precedentemente eseguite, ed i relativi risultati sono riassunti nella relazione di prova di P&P RdP-394-2019 Novembre 2019 per quanto concerne le strutture, e nella relazione tecnica di S.In.Ge.A. S.r.l. denominata G.181.2018 relativamente alle valutazioni di ordine geologico.

La presente relazione raccoglie i risultati dell'analisi statica eseguita sul Ponte n°3.

Nei capitoli seguenti vengono descritte le fasi di modellazione e analisi strutturale articolate in due differenti punti:

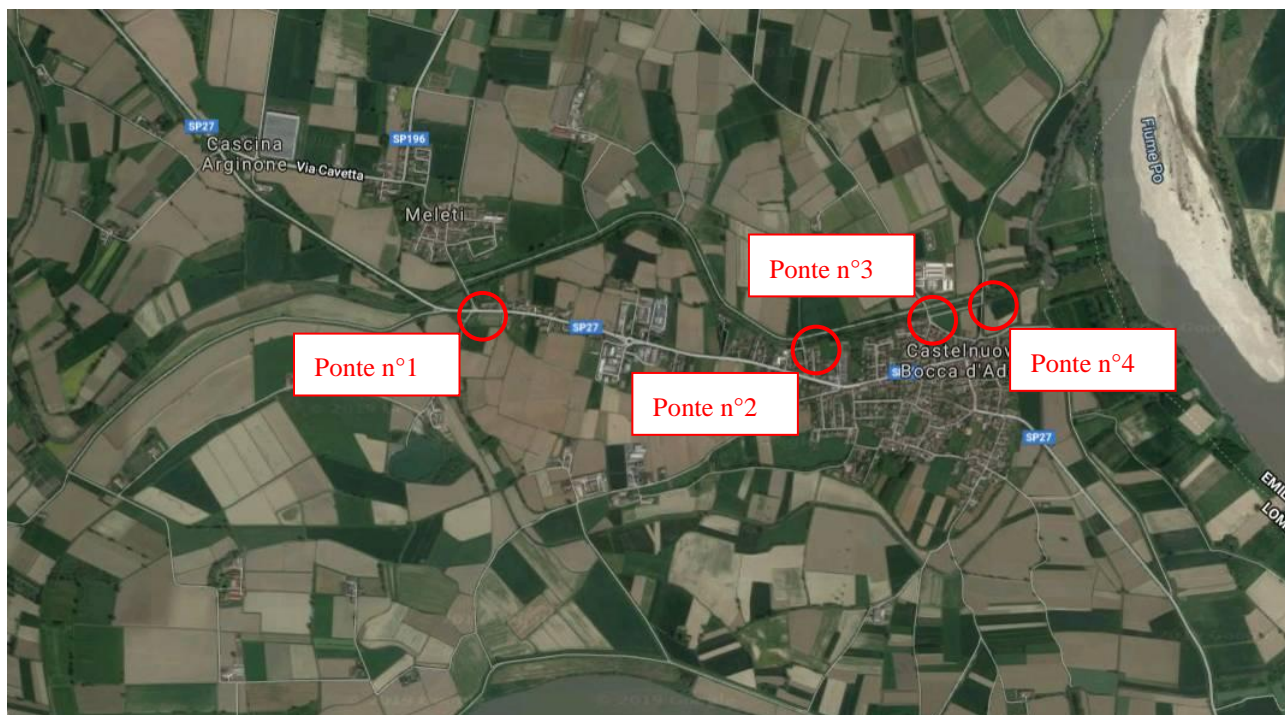
- Verifica sulla base della normativa presumibilmente vigente all'epoca di originaria edificazione del ponte, riconducibile agli anni '30 (carichi identificati secondo quanto previsto dalla Normale n°8 del 1933 e sforzo ammissibile per i materiali definiti secondo il R.D.L. 29 luglio 1933 n.1213). In questo caso le verifiche sono state condotte assumendo per il calcestruzzo e l'acciaio

i valori di tensioni ammissibili forniti dalla norma all'epoca vigente, che peraltro sono risultati inferiori ai valori reali riscontrati per la struttura in opera. Le verifiche sono state condotte con il metodo delle tensioni ammissibili. Il senso delle verifiche condotte sulla base della normativa vigente all'epoca di edificazione è duplice. Da un parte consente di riscontrare oggi lo sviluppo di una corretta progettazione che ha poi portato al dimensionamento dell'opera in esame. In secondo luogo l'esito delle verifiche risulta certamente utile a meglio comprendere ed interpretare lo stato di conservazione attuale delle opere.

- Verifica secondo la metodologia prevista dalla normativa oggi vigente (NTC 2018). In questo caso le verifiche sono state condotte assumendo per l'acciaio ed il calcestruzzo i valori di resistenza reali della struttura, determinati mediante prove sperimentali e ridotte secondo quanto previsto dalla normativa vigente per le strutture esistenti a seconda della tipologia di verifica strutturale eseguita (verifiche duttili o fragili). Le verifiche sono state condotte secondo il metodo degli stati limite. In questo caso il senso delle verifiche va visto con riferimento all'opportunità comunque di inquadrare nel contesto dell'utilizzo attuale, un'opera progettata ed edificata con riferimento a criteri di dimensionamento che non fanno più parte dell'attuale modo di progettare. In questa tipologia di verifica si è proceduto considerando comunque sempre la tipologia di carico prevista dalla Normale n°8 del 1933, eventualmente se necessario riducendo i valori della massima entità di carico previsto.

2. INQUADRAMENTO TERRITORIALE E URBANISTICO

Sulla seguente mappa sono individuati i 4 ponti oggetto delle indagini e degli studi commissionati.



Inquadramento territoriale ed urbanistico

Il Ponte n°3 è un manufatto di attraversamento del canale Tosi, che collega il Comune di Castelnovo Bocca d'Adda alla zona agricola a nord del canale. Il ponte si trova lungo la strada SP243 alle seguenti coordinate:

Latitudine: 45.115125°

Longitudine: 9.865478°

Per la presenza di importanti attività agricole nell'area, il ponte è frequentemente attraversato da mezzi agricoli ed autocarri di dimensioni e pesi rilevanti.

3. NORMATIVE E LINEE GUIDA DI RIFERIMENTO

I calcoli e le verifiche delle strutture sono state condotte sulla base delle direttive e delle prescrizioni in materia di sicurezza strutturale, contenute nelle normative vigenti nel seguito enumerate:

- [1] D.P.R. n. 380 del 6 Giugno 2001 e sue successive modifiche ed integrazioni - “Testo unico delle disposizioni legislative e regolamentari in materia edilizia”;
- [2] Legge n. 1086 del 5 Novembre 1971 - “Norma per la disciplina delle opere in conglomerato cementizio, normale e precompresso ed a struttura metallica”;
- [3] D. M. Infrastrutture e Trasporti del 17 Gennaio 2018 - “Norme tecniche per le costruzioni”;
- [4] Circolare Min. Infrastrutture e Trasporti n. 7 del 21 gennaio 2019 - “Istruzioni per l'applicazione dell'aggiornamento delle “Norme tecniche per le costruzioni” di cui al D.M. 17 gennaio 2018”;
- [5] D.G.R. n. 2129 del 11/07/2014 - “Aggiornamento delle zone sismiche in Regione Lombardia”
- [6] L.R. n. 33 del 12/10/2015 - “Disposizioni in materia di opere o di costruzioni e relativa vigilanza in zone sismiche”;
- [7] D. Lgs n. 42 del 22/01/2004 - “Codice dei beni culturali e del paesaggio”;
- [8] “Linee Guida per la valutazione e riduzione del rischio sismico del patrimonio culturale – allineamento alle nuove Norme tecniche per le costruzioni”;
- [9] Circolare n. 15 del 30/04/2015 - “Disposizioni in materia di tutela del patrimonio architettonico e mitigazione del rischio sismico”;

- [10] Direttiva del Presidente del Consiglio dei Ministri 12 ottobre 2007 - Direttiva del Presidente del Consiglio dei Ministri per la valutazione del rischio sismico del patrimonio culturale con riferimento alle norme tecniche per le costruzioni;
- [11] UNI EN 12390-1 – Prova sul calcestruzzo indurito – Forma, dimensioni ed altri requisiti per provini e per casseforme;
- [12] UNI EN 12390-2 – Prova sul calcestruzzo indurito - Confezionamento e stagionatura dei provini per prove di resistenza;
- [13] UNI EN 12390-3 – Prova sul calcestruzzo indurito – resistenza a compressione dei provini;
- [14] UNI EN 12504-1 – Prelievo sul calcestruzzo delle strutture – carote – prelievo, esame e prova di compressione;
- [15] UNI EN 12504-2 – Prelievo sul calcestruzzo delle strutture – prove non distruttive – determinazione dell'indice sclerometrico;
- [16] UNI 11119:2004 – Manufatti Lignei. Strutture portanti degli edifici – Ispezione in situ per la diagnosi degli elementi in opera;
- [17] UNI EN 1993 - Eurocodice 2, Progettazione delle strutture in calcestruzzo;
- [18] UNI EN 1993 - Eurocodice 3, Progettazione delle strutture di acciaio;
- [19] UNI EN 1998 - Eurocodice 8, Progettazione delle strutture per la resistenza in zona sismica;
- [20] Normale n°8 del 1933
- [21] R.D.L n°1213 del 1933
- [22] R.D. n°2228 del 1939

4. RELAZIONE ILLUSTRATIVA

Da un'analisi storica eseguita, ed in particolar modo facendo riferimento al documento “*La Bonifica idrica del basso Lodigiano nell'idea di Antonio Tosi*” è emerso che il Canale Tosi fu realizzato come parte integrante di un'ampia opera idraulica volta alla bonifica del basso lodigiano. Secondo il citato documento, il progetto di tale opera idraulica fu sviluppato dall'Ing. Antonio Tosi nei primi anni del XX secolo. In dettaglio, il progetto generale dell'opera di bonifica fu presentato nel 1905 al Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici. Nel 1911, un'apposita commissione tecnica revisionò il progetto Tosi, apportando alcune modifiche che di fatto hanno ricondotto all'assetto definitivo dell'opera realizzata.

Secondo il documento citato, l'ultimazione dei lavori di costruzione dell'intera opera idraulica richiese circa 40 anni dall'approvazione per progetto. Il Canale Tosi venne realizzato tra il 1915 e il 1920.

Nel contempo l'allora Genio Civile si occupò a più riprese del consolidamento e del sopralzo delle arginature nel contesto delle opere di ripristino ed adeguamento delle altezze a seguito delle piene che avvennero nel 1917, 1928 e 1951.

I ponti oggetto di analisi (tra cui il Ponte n°3), si ritiene pertanto che potrebbero essere stati edificati in seguito alla realizzazione del sottostante canale Tosi, e approssimativamente negli anni 30 del secolo scorso.

4.1 DESCRIZIONE DEL MANUFATTO

Il Ponte n°3 è costituito da n°3 campate caratterizzate dalle seguenti luci nette:

Campata DX:	8,13 m
Campata CENTRALE:	9,87 m
Campata SX:	8,13 m

L'impalcato stradale ha una larghezza complessiva pari a 5,51 m, mentre la superficie carrabile ha una larghezza massima di 4,90 m valutata come distanza tra i parapetti laterali.

La struttura portante è costituita da un impalcato in c.a. sorretto da n°3 travi principali in c.a. continue nelle 3 campate. L'impalcato appoggia sulle spalle laterali ed è connesso in continuità strutturale con le due pile centrali. Le spalle laterali sono realizzate in calcestruzzo non armato, di spessore 100 cm. Le pile centrali sono composte ciascuna da n. 3 pilastri affiancati (uno in corrispondenza di ogni trave) a pianta quadrata con lato della componente strutturale di 60 cm. Alla base dei n. 3 pilastri è presente un unico basamento (uno per ogni pila) posizionato all'interno del canale. La distanza tra l'estradosso del basamento e l'intradosso della soletta è pari a 4,95 m.

L'impalcato presenta da n°2 travi trasversali (trasversi in corrispondenza delle pile). Inoltre in corrispondenza delle spalle sono state rilevate delle barre di collegamento tra le estremità delle travi longitudinali tali da ricreare una trave trasversale (trasverso) anche in sommità delle spalle.

Dalle indagini svolte è emerso che, fatta eccezione per l'interfaccia tra estremità degli impalcati e spalle, tutti gli elementi strutturali sono stati realizzati in continuità (non sono presenti appoggi o giunti), soluzione tipica delle strutture in cemento armato gettate in opera.

La stratigrafia dell'impalcato è stata ricostruita mediante l'esecuzione di un pozzetto in corrispondenza del quale sono state identificate anche le barre di armatura all'estradosso dell'impalcato (armatura superiore delle travi). Lo spessore della soletta è risultato essere pari a 20 cm, mentre l'altezza del pacchetto non strutturale, comprensiva dello strato di usura, del binder, del misto stabilizzato e del massetto è risultata pari a 25 cm. Maggiori dettagli sono contenuti nella relazione di prova di P&P RdP-394-2019.

4.2 DOCUMENTI DI RIFERIMENTO

Nei paragrafi seguenti si raccolgono e identificano i documenti che sono risultati disponibili per l'esecuzione delle analisi strutturali.

Documenti di riferimento			
Sigla	Oggetto	Data	Autore
-	“Bonifica idrica del basso Lodigiano nell’idea di Antonio Tosi” (consultabile al seguente link http://www.muzza.it/download.php?id_root=1)	Maggio 2010	Ettore Fanfani, Consorzio di Bonifica Muzza Bassa Lodigiana
Relazione descrittiva e proposta di verifica strutturale	Perizia statica preliminare per la valutazione della funzionalità dei quattro ponti siti sul canale Tosi nel tratto compreso tra il comune di Meleti e il comune di Castelnuovo Bocca d'Adda (LO)	02/08/2012	GEOLAMBDA
Tav01 inquadramento	Inquadramento territoriale	02/08/2012	GEOLAMBDA
Tav02 PONTE 1	PONTE 1 – STATO DI FATTO: PLANIMETRIA, PROSPETTI, SEZIONI	02/08/2012	GEOLAMBDA
Tav02 PONTE 2	PONTE 2 – STATO DI FATTO: PLANIMETRIA, PROSPETTI, SEZIONI	02/08/2012	GEOLAMBDA
Tav02 PONTE 3	PONTE 3 – STATO DI FATTO: PLANIMETRIA, PROSPETTI, SEZIONI	02/08/2012	GEOLAMBDA
Tav02 PONTE 4	PONTE 4 – STATO DI FATTO: PLANIMETRIA, PROSPETTI, SEZIONI	02/08/2012	GEOLAMBDA
Relazione di servizio n°1	Monitoraggio opere idrauliche (arginature e relative sponde) di II Categoria, dello Scolmatore Venere	8/10/2014	Dot. Alessandro Morgese (AIPo) Ing. Gaetano La Montagna (AIPo) Ing. Sara Melone (AIPo)
Relazione di servizio n° 4	Monitoraggio Opere Idrauliche (arginature e relative sponde, ponti e salto idraulico) di II Categoria, del Canale Tosi nel tratto compreso tra il comune di Meleti e lo sbocco nel Fiume Po, in comune di Castelnuovo Bocca d'Adda (LO).	10/11/2014	Dot. Alessandro Morgese (AIPo) Ing. Gaetano La Montagna (AIPo) Ing. Sara Melone (AIPo)

5. PROPRIETÀ DEI MATERIALI

5.1 PROPRIETÀ DEI MATERIALI CONSIDERATE NELLA VERIFICA SECONDO LA NORMATIVA DELL'EPOCA DI COSTRUZIONE

Per la verifica della struttura in cemento armato secondo il metodo delle tensioni ammissibili, si è fatto riferimento a quanto previsto dal R.D.L. 29 luglio 1933 n.1213. Tale norma prevede i seguenti “carichi di sicurezza” per i materiali:

- Conglomerato cementizio Portland d'alto forno e pozzolanico non deve essere superato il valore massimo di 40 kg/cmq per strutture soggette a pressione semplice e 50 kg/cmq per strutture inflesse;
- Il carico massimo di sicurezza per il ferro omogeneo è pari a 1200 kg/cmq;

5.2 PROPRIETÀ DEI MATERIALI CONSIDERATE NELLA VERIFICA SECONDO LE NTC 2018

5.2.1 Livello di conoscenza della struttura in calcestruzzo armato

Le indagini svolte sul Ponte n°3 e descritte nella relazione allegata hanno permesso di raggiungere un livello di conoscenza delle strutture e delle entità architettoniche certamente riconducibile almeno a LC2, cui corrisponde, secondo la normativa vigente, una “conoscenza estesa” della struttura secondo quanto previsto dalla Normativa tecnica vigente (NTC2018).

Gli aspetti da tenere in considerazione sono i seguenti:

- Analisi storico-critica: ricerca e consultazione della documentazione storica.
- Geometria: la geometria della struttura sia nota in base ai disegni originali (effettuando un rilievo visivo a campione per verificare l'effettiva corrispondenza del costruito ai disegni) o a un rilievo.
- Dettagli costruttivi: i dettagli costruttivi siano noti, o parzialmente dai disegni costruttivi originali integrati da indagini limitate in situ sulle armature e sui collegamenti presenti negli elementi più importanti, o (con riferimento al § C8.5.2) a seguito di una indagine estesa in situ (i dati raccolti devono essere tali da consentire, nel caso si esegua un'analisi lineare, verifiche locali di resistenza, oppure la messa a punto di un modello strutturale non lineare).
- Proprietà dei materiali: siano note in base ai disegni costruttivi, integrati da prove limitate in situ (se i valori ottenuti dalle prove in situ sono minori dei corrispondenti valori indicati nei disegni di progetto, si eseguono prove estese in situ), o con prove estese in situ (con riferimento al § C8.5.3).

5.2.2 Proprietà dei materiali

Il livello di conoscenza LC2 prevede un fattore di confidenza “FC” imposto pari a 1,2.

5.2.2.1 CALCESTRUZZO

Per le verifiche dei meccanismi duttili, ovvero verifiche a flessione, il valore della resistenza a compressione di analisi è stato calcolato mediante la seguente formula:

$$f_{cd} = f_{cm} / FC$$

Per le verifiche dei meccanismi fragili, ovvero verifiche a taglio, il valore della resistenza a compressione di analisi è stato così calcolato pari a:

$$f_{cd} = f_{cm} / (\gamma_c \times FC)$$

Dove:

FC fattore di confidenza per livello di conoscenza stabilito;

$\gamma_c = 1,5$ coeff. di sicurezza del materiale;

f_{cm} [MPa] resistenza media a compressione cilindrica in situ;

I risultati delle prove di compressione eseguite su campioni prelevati in situ, sono stati divisi secondo l'elemento strutturale da cui sono stati prelevati (fondazione, pilastri, soletta, spalle, travi). Nella seguente tabella si riportano i valori di resistenza media a compressione (f_{cm}) valutati per i differenti elementi strutturali.

ID	Elemento indagato	Posizione	$R_{cub, opera}$ [MPa]	f_c [MPa]	f_{cm} [MPa]
C11.3	Fondazione	FB	25,2	20,9	-
C2.3	Pilastro	P4DX	34,9	29,0	30,2
C3.3	Pilastro	P5DX	34,1	28,3	
C4.3	Pilastro	P6DX	40,1	33,3	
C8.3	Soletta	-	46,0	38,2	-
C1.3	Spalla	SX	16,5	13,7	17,2
C5.3	Spalla	DX	28,2	23,4	
C12.3	Spalla	SPDX	22,8	19,0	
C13.3	Spalla	SPSX	15,2	12,6	
C6.3	Trave	T2SX	34,0	28,2	29,9
C7.3	Trave	T1SX	44,8	37,2	
C9.3	Trave	T3C	22,5	18,6	
C10.3	Trave	T3DX	42,7	35,4	

Risultati prove di compressione del calcestruzzo

Dove:

f_{cm} valore medio di resistenza a compressione;

Ai fini della verifica, sono stati considerati i seguenti valori della resistenza a compressione:

Elemento	fcd (m. duttili) [MPa]	fcd (m. fragili) [MPa]
Pilastro- Trave- Soletta	24,9	16,6
Spalla	14,3	9,5

Valori di resistenza a compressione adottati ai fini della verifica

Per travi e pilastri, essendo caratterizzati da valori medi analoghi, sono stati assunti i medesimi valori per le verifiche. Anche per la soletta, essendo stata eseguita una sola prova distruttiva, è stato considerato il valore assunto per travi e pilastri.

Le prove non distruttive eseguite sulla struttura hanno permesso di estendere e confermare le proprietà determinate puntualmente mediante le prove distruttive all'intera struttura.

5.2.2.2 ACCIAIO D'ARMATURA

Considerando i risultati delle prove di trazione su barre di armatura eseguite, la resistenza a snervamento media ottenuta risulta essere 303,5 MPa.

Per le verifiche dei meccanismi duttili, ovvero verifiche a flessione, il valore della resistenza a snervamento di analisi è stato calcolato pari a:

$$f_{yd} = f_{sy,m} / FC = 303 / 1,20 = 252 \text{ MPa} \quad \rightarrow \quad \text{Tutta la struttura}$$

Per le verifiche dei meccanismi fragili, ovvero verifiche a taglio, il valore della resistenza a snervamento di analisi è stato calcolato pari a:

$$f_{yd} = f_{sy,m} / (\gamma_s \times FC) = 303 / (1,15 \times 1,20) = 219 \text{ MPa} \quad \rightarrow \quad \text{Tutta la struttura}$$

Dove:

- FC fattore di confidenza per livello di conoscenza stabilito;
- $\gamma_s = 1,15$ coeff. di sicurezza del materiale;
- $f_{sy,m}$ [MPa] resistenza a snervamento media dell'acciaio d'armatura in situ.

6. METODO DI ANALISI E MODELLO FEM

Mediante l'ausilio del software di calcolo MIDAS GEN è stato realizzato un modello FEM delle strutture, che rappresentasse tridimensionalmente le geometrie con le effettive distribuzioni spaziali di massa, rigidezza e resistenza.

Le travi longitudinali e trasversali sono state modellate con elementi "beam". La larghezza collaborante delle travi longitudinali a T è stata determinata secondo UNI1992.1.1.2005:

Larghezza efficace secondo UNI1992_1_1_2005

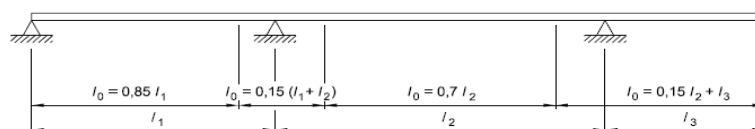
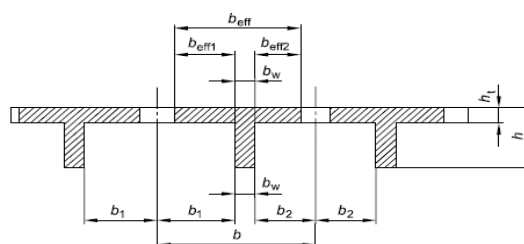
Trave	laterale
bw	0,35 m
ht	0,2 m
ht	0,99 m
b	1,28 m
b1	0,79 m
b2	0,2 m

Luci campate

L1	8,85 m
L2	10,50 m
L3	8,85 m

Distanza tra i punti di momento nullo

L ₀ campata 1	7,52 m
L ₀ appoggio 2	2,90 m
L ₀ campata 2	7,35 m
L ₀ appoggio 3	2,90 m
L ₀ campata 3	7,52 m



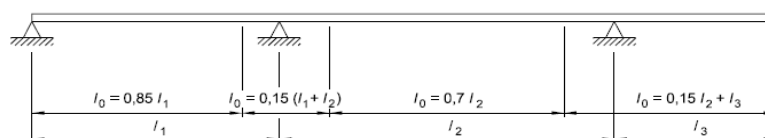
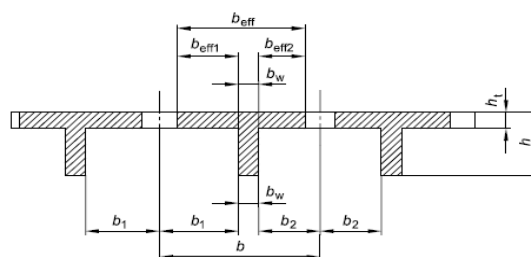
	b _{eff1}	b _{eff2}	b _{eff}
camp1	0,79	0,2	1,34 m
app2	0,44825	0,2	1,00 m
camp2	0,79	0,2	1,34 m
app3	0,44825	0,2	1,00 m
camp3	0,79	0,2	1,34 m

Trave	centrale
bw	0,35 m
ht	0,2 m
ht	0,99 m
b	1,93 m
b1	0,79 m
b2	0,79 m
Luci campate	
L1	8,85 m
L2	10,50 m
L3	8,85 m

Distanza tra i punti di momento nullo

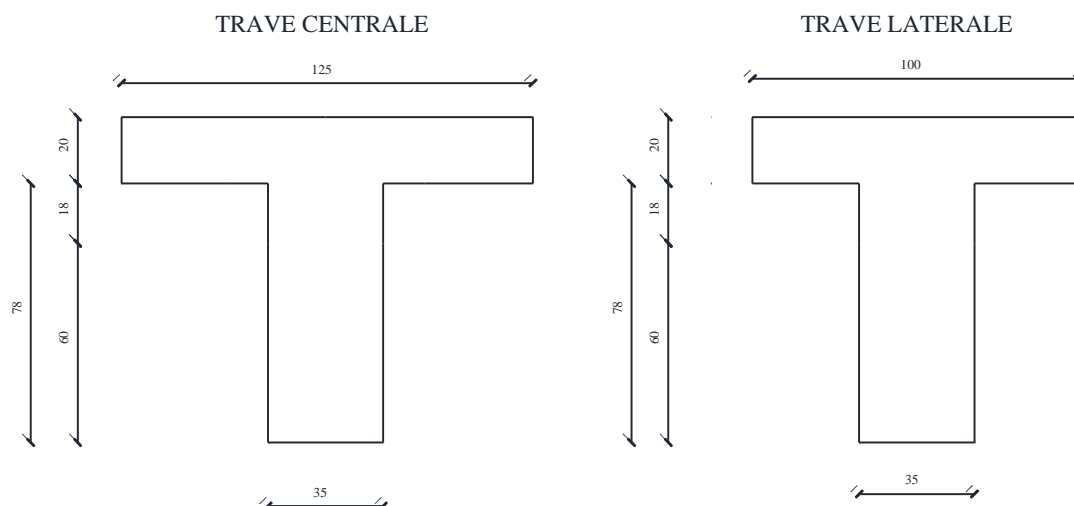
L ₀ campata 1	7,52 m
L ₀ appoggio 2	2,90 m
L ₀ campata 2	7,35 m
L ₀ appoggio 3	2,90 m
L ₀ campata 3	7,52 m

	b _{eff1}	b _{eff2}	b _{eff}
camp1	0,79	0,79	1,93 m
app2	0,44825	0,44825	1,25 m
camp2	0,79	0,79	1,93 m
app3	0,44825	0,44825	1,25 m
camp3	0,79	0,79	1,93 m



Nella modellazione la larghezza delle travi è stata considerata costante e pari al valore minimo definito in corrispondenza degli appoggi.

La seguente immagine rappresenta le sezioni delle travi longitudinali considerate nel modello FEM.



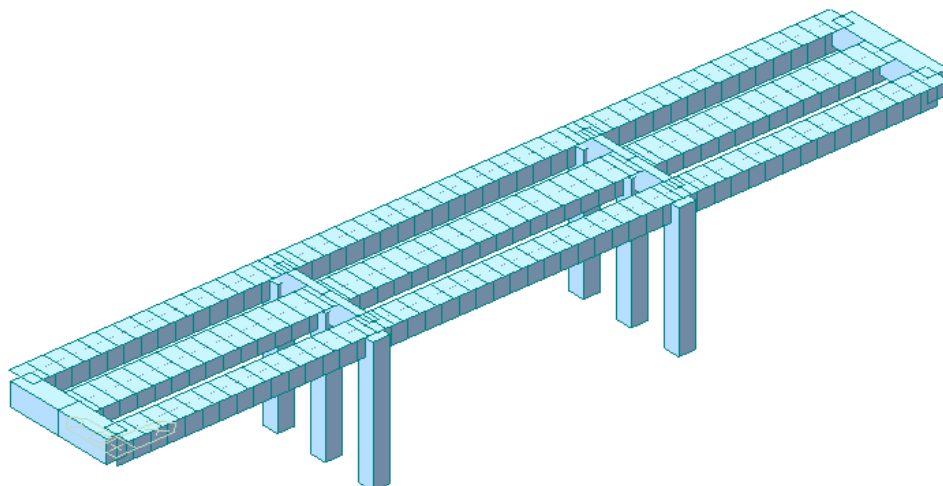
Sezioni delle travi longitudinali considerate nel modello FEM

I trasversi (i due trasversi in corrispondenza delle pile centrali e i due trasversi in corrispondenza delle spalle) ed i pilastri, sono stati modellati con elementi “beam” considerando le sezioni rilevate:

Traverso centrale (in corrispondenza delle pile): 30 x 80 cm

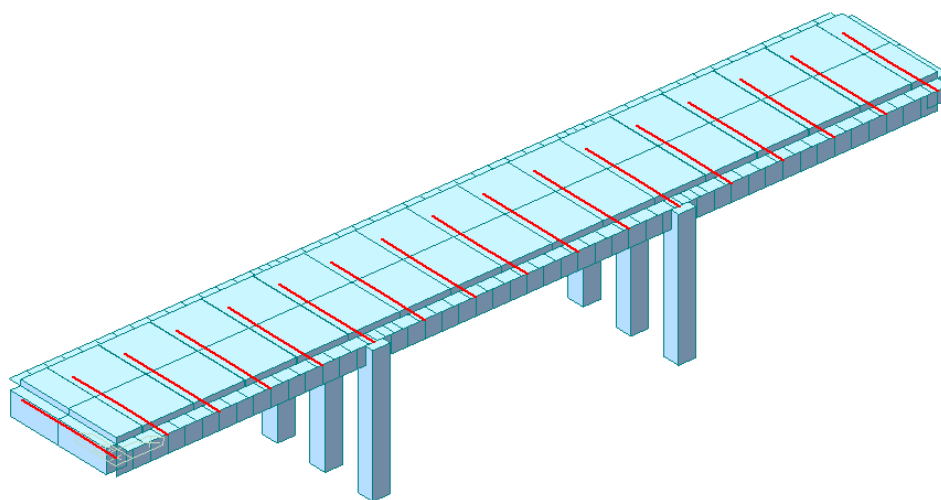
Traverso laterale (in corrispondenza delle spalle): 100 x 80 cm

Pilastrini: 60x60 cm



Modello FEM

Al fine di mettere in conto nella modellazione la capacità redistributiva del carico associata alla soletta, sono stati introdotti nel modello degli elementi “beam” trasversali di altezza pari allo spessore della soletta. Al fine di non considerare più volte il peso della soletta, a tali elementi “beam” è stata associata massa nulla.



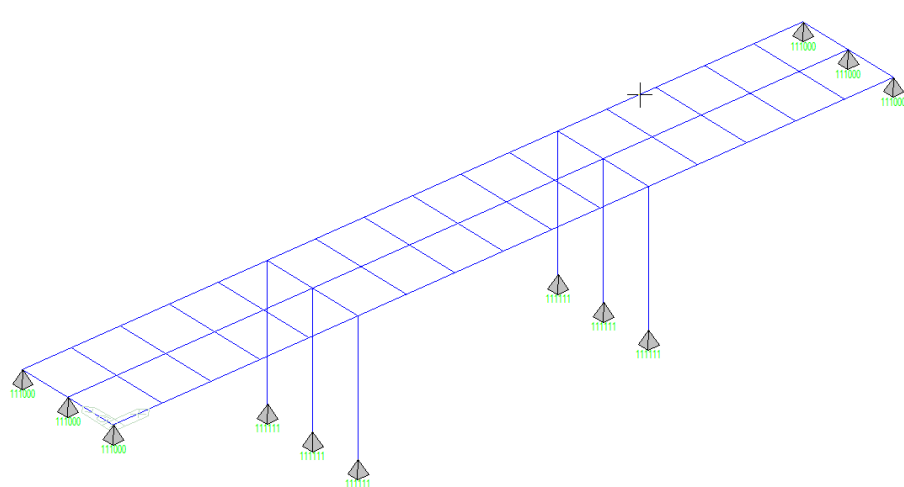
Elementi “beam” trasversali

Vincoli

Nel modello FEM, le travi longitudinali sono state considerate in continuità con i pilastrini, come rilevato in fase di indagine del manufatto. I pilastrini sono stati considerati incastrati alla base.

Le spalle, pur non rappresentate in modo diretto nel modello FEM, sono comunque state prese in considerazione nelle verifiche. Le travi longitudinali sono state considerate come semplicemente appoggiate ai loro estremi. Tale modellazione con vincoli di semplice appoggio tra travi e spalle è

stata assunta in quanto durante le indagini inon sono stati rilevati ferri o elementi di connessione tra impalcato e spalla.



Vincoli adottati nel modello FEM

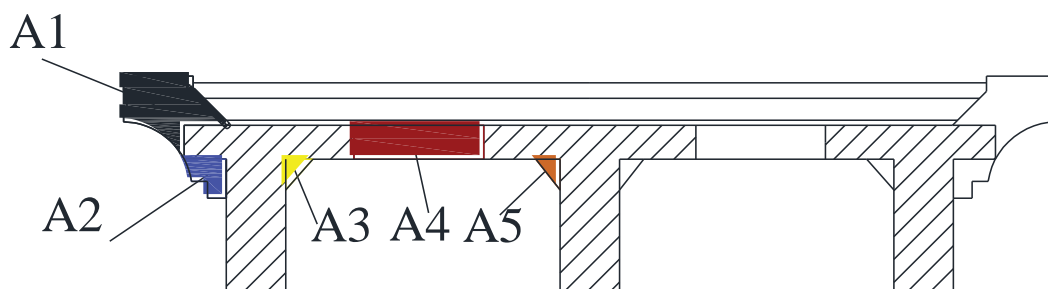
L'analisi implementata è del tipo lineare statica. Tale analisi ha permesso di cogliere il comportamento del ponte sotto l'azione dei carichi verticali in campo elastico lineare.

7. ANALISI DEI CARICHI

7.1 PESO PROPRIO STRUTTURALE (G_1)

I pesi propri degli elementi strutturali sono stati direttamente introdotti con la geometria del modello FEM realizzato, assegnando ai relativi materiali la densità volumica corrispondente.

Il peso delle porzioni di struttura non direttamente rappresentate dagli elementi del modello FEM, è stato applicato come carico lineare alle travi longitudinali.



$$A1 = 0,153 \text{ m}^2$$

$$A2 = 0,04 \text{ m}^2$$

$$A3 = 0,015 \text{ m}^2$$

$$A4 = 0,153 \text{ m}^2$$

$$A5 = 0,015 \text{ m}^2$$

Trave laterale:

$$g_1 = (A_1 + A_2 + A_3 + A_4/2) \times 2500 \text{ kg/m}^3 = 7,12 \text{ kN/m}$$

Trave centrale:

$$g_1 = (2 \times A_5 + A_4) \times 2500 \text{ kg/m}^3 = 4,47 \text{ kN/m}$$

7.2 CARICHI PERMANENTI NON STRUTTURALI (G_2)

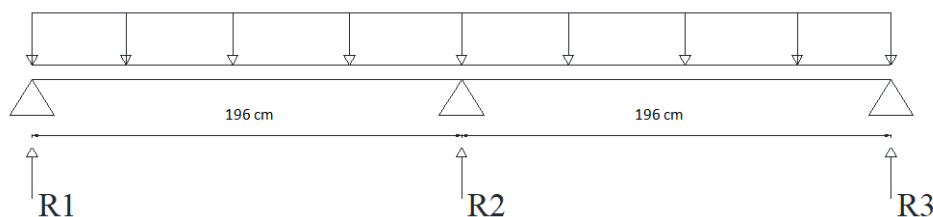
I carichi permanenti non strutturali associati alla stratigrafia dell'impalcato:

- | | |
|--|----------------------|
| ▪ Caldana in cls ($s = 0,02 \text{ m}$): | 0,44 kN/m^2 |
| ▪ Misto stabilizzato ($s = 0,13 \text{ m}$): | 2,60 kN/m^2 |
| ▪ Strato di usura + binder ($s = 0,09 \text{ m}$): | 1,17 kN/m^2 |

g_2 :

4,21 kN/m^2

Considerando una striscia di soletta di larghezza pari a 1 m, la distribuzione del carico sulle travi è stato valutato sulla base del seguente schema.



$$g_{2 \text{ laterale}} = 0,375 \times g_2 \times 1 + 0,4 \text{ m} \times g_2 = 4,7 \text{ kN/m}$$

$$g_{2 \text{ centrale}} = 1,25 \times g_2 \times 1 = 10,08 \text{ kN/m}$$

7.3 SOVRACCARICHI ACCIDENTALI (Q_K)

I sovraccarichi considerati sono specificati nei seguenti capitoli in funzione delle verifiche eseguite.

8. VERIFICA SECONDO LA NORMATIVA DELL'EPOCA DI COSTRUZIONE

Il Ponte n° 3 è stato costruito presumibilmente negli anni '30 del secolo scorso ed è stato di conseguenza progettato in accordo con i carichi e le metodologie dell'epoca. Pertanto, la verifica della struttura non può esimersi dal considerare anche e innanzitutto uno scenario con i carichi previsti dalla normativa vigente nel periodo di costruzione del manufatto.

La norma di riferimento dell'epoca per i carichi da considerare in fase di progettazione di un ponte stradale è la Normale n°8 del 1933. Per la verifica della struttura in cemento armato secondo il metodo delle tensioni ammissibili, si è fatto riferimento a quanto previsto dal R.D.L. 29 luglio 1933 n.1213.

Si precisa che le verifiche effettuate sono state condotte assumendo necessariamente uno stato di conservazione ottimale, in quanto risulta assai difficile se non praticamente impossibile tener conto in modo corretto in fase di calcolo degli ammaloramenti eventualmente presenti.

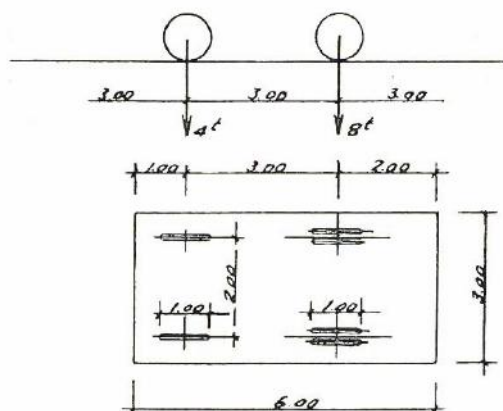
Per questo motivo i risultati delle verifiche andranno poi comunque interpretati sulla base del reale stato della struttura. Ovvero, in relazione alle problematiche afferenti lo stato di conservazione del manufatto, affinché i risultati delle verifiche possano essere ritenuti applicabili, si dovrà ritenere che il ponte possa essere sottoposto a risanamento in tempi brevi per essere riportato alle condizioni originarie.

8.1 CARICHI DA TRAFFICO CONSIDERATI NELL'ANALISI

Nei calcoli sono stati considerati i carichi definiti nella normativa che si ritiene fosse vigente all'epoca di edificazione del ponte (Normale n°8 del 1933).

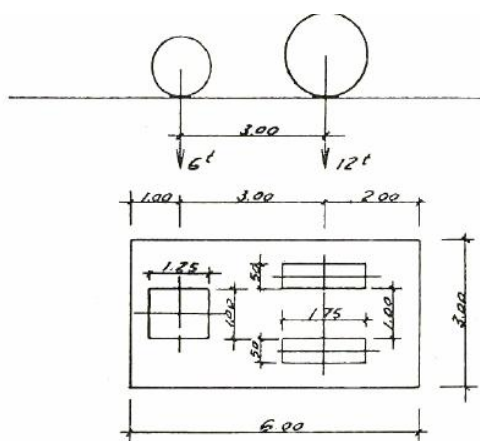
Tale normativa prevede n. 2 differenti Schemi di carico:

SCHEMA I: treno di autocarri del peso di 12 t (4 t anteriore e 8 t posteriore)



Schema I

SCHEMA II: rullo compressore del peso di 18 t (6 t anteriore e 12 t posteriore)



Schema II

I carichi accidentali statici devono essere incrementati per il coefficiente dinamico 1,25.

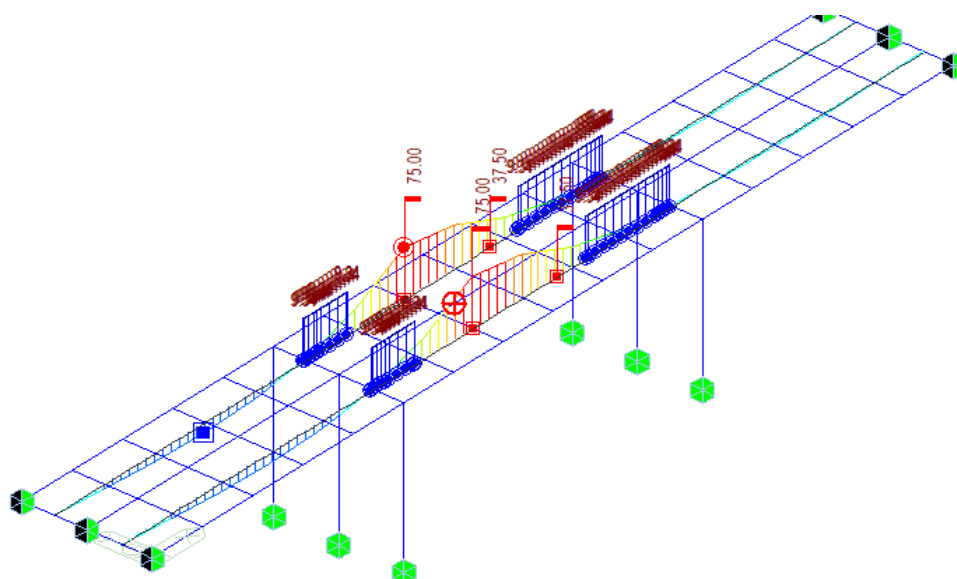
Confrontando la larghezza massima della superficie carrabile pari a 4,90 m (valutata come distanza tra i parapetti laterali) con l'ingombro dei mezzi previsti negli schemi di carico 6 x 3 m, l'impalcato risulta compatibile con una sola corsia di transito.

Considerando la strada come “strada piccolo traffico”, la Norma richiede di verificare la più sfavorevole tra le seguenti combinazioni:

- Un treno di carichi SCHEMA I ed un carico di folla compatta (4 kN/m^2) nell'area rimanente;
- Un rullo SCHEMA II ed un carico di folla compatta (4 kN/m^2) nell'area rimanente;
- Folla compatta (4 kN/m^2) su tutta la lunghezza del ponte;

Al fine di individuare le sollecitazioni più gravose per ogni sezione della struttura, è stata eseguita un'analisi con carichi mobili per generare le linee di influenza dei carichi da traffico veicolare.

Per massimizzare le sollecitazioni sia sulle travi laterali che su quella centrale, la “corsia di transito dei carichi veicolari” è stata considerata sia centrale all'impalcato che spostata il più laterale possibile.



Esempio linee d'influenza

Per quanto riguarda l'azione di frenamento è stato considerato un carico pari ad 1/10 di quello dato da una singola colonna indefinita di autocarri, tale carico è pari a 6 t.

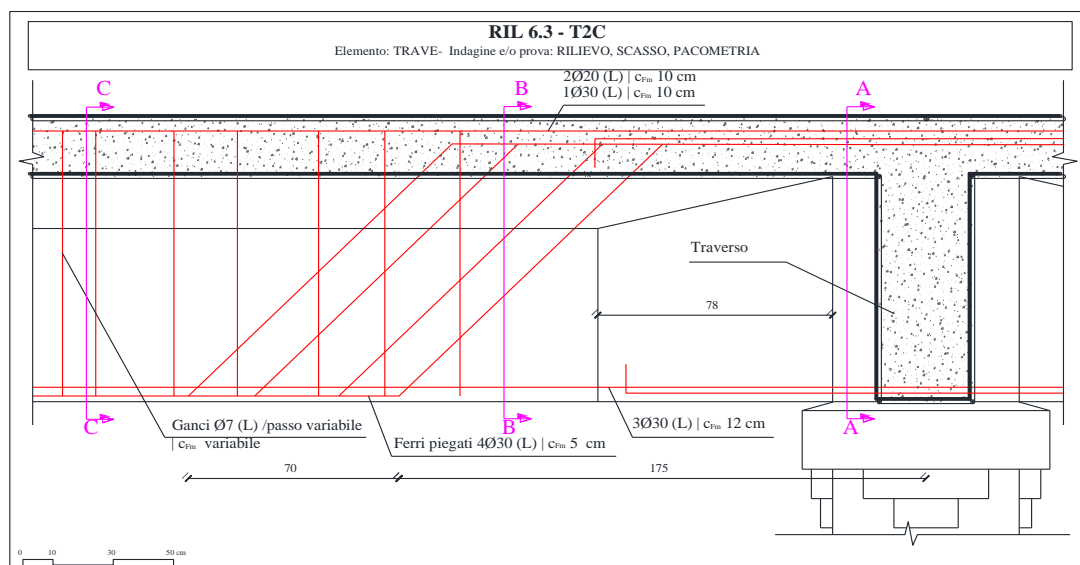
I carichi accidentali sono stati combinati con i pesi propri della struttura e i pesi permanenti portati.

8.2 VERIFICHE STRUTTURALI

8.2.1 Verifiche Travi

La verifica flessionale delle travi è stata eseguita considerando tre differenti sezioni caratterizzate da differenti aree di acciaio resistenti:

- A. Sezione in prossimità dell'appoggio (prima della piegatura dei ferri);
- B. Sezione in corrispondenza dei ferri piegati;
- C. Sezione di mezzzeria;

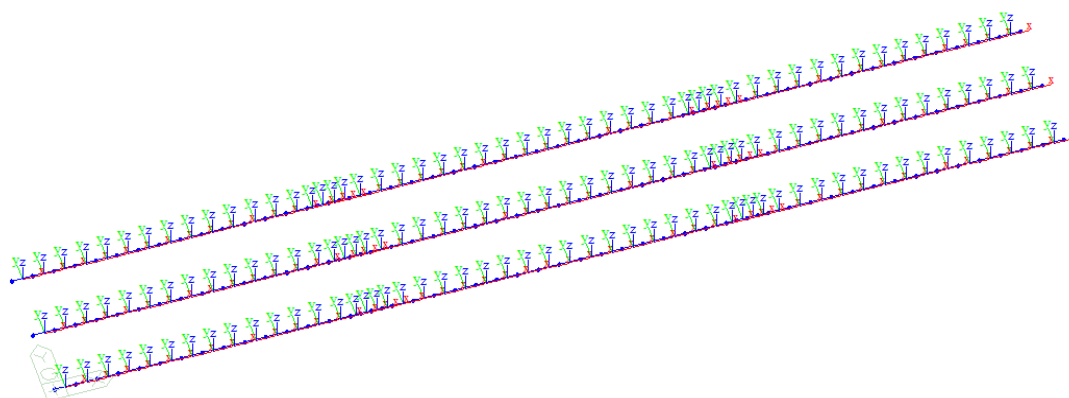


Sezioni di verifica

Sia per le travi laterali che per la trave centrale è stata ricostruita la seguente armatura longitudinale.

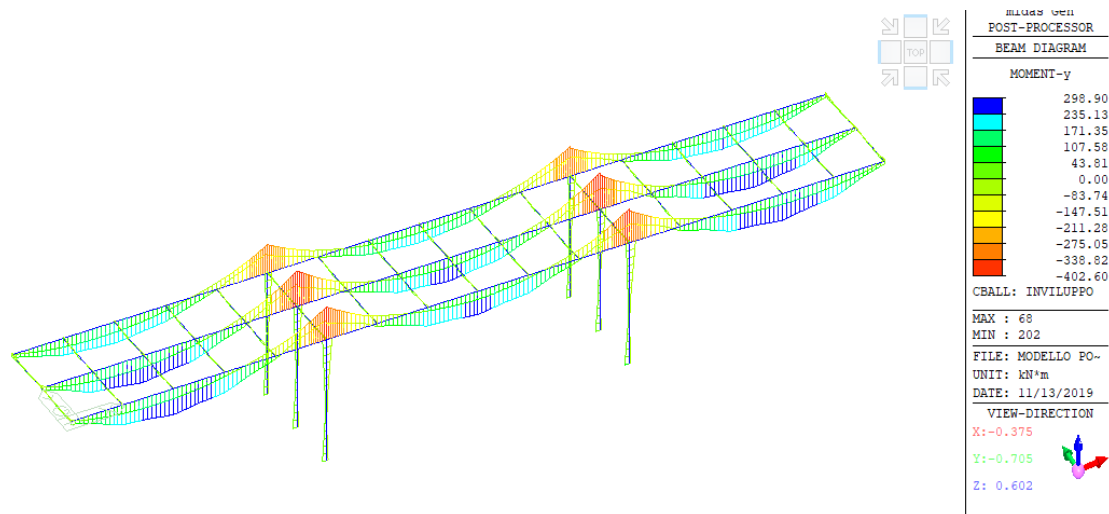
Sezione	Armatura superiore	Armatura inferiore
A	5 ϕ 30L 2 ϕ 20L	3 ϕ 30L
B	2-4 ϕ 30L* 2 ϕ 20L	3 ϕ 30L
C	1 ϕ 30L 2 ϕ 20L	7 ϕ 30L
* Piegatura ferri L barre lisce		

Le azioni interne sono identificate con riferimento agli assi locali degli elementi "beam".

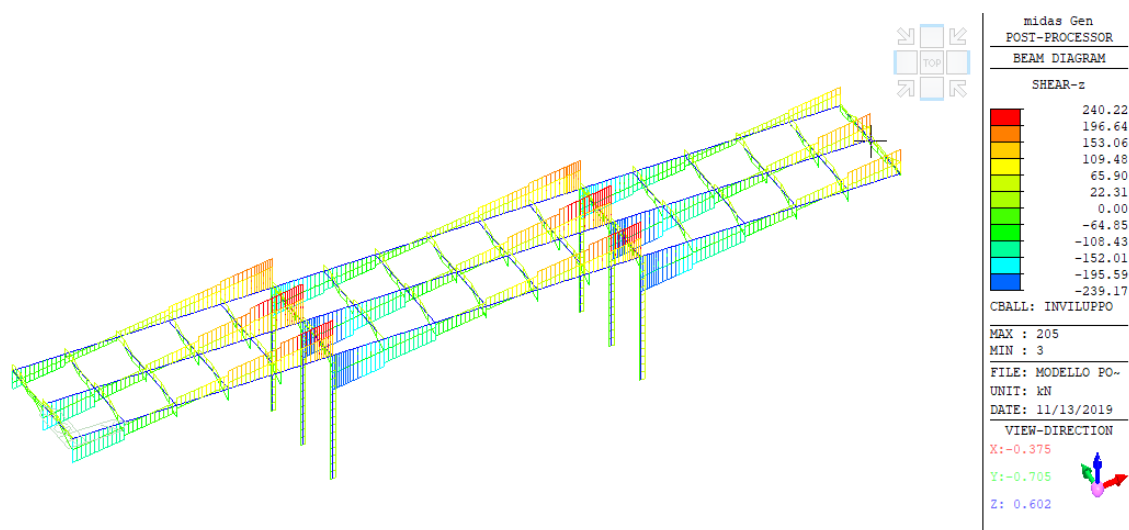


Assi locali elementi "beam" delle travi

Le azioni di verifica identificate sono le seguenti:



Inviluppo momenti flettenti (M_y)



Inviluppo Taglio (F_z)

Trave laterale

Sezione	Elem	Load	Part	Axial (kN)	Shear-y (kN)	Shear-z (kN)	Torsion (kN*m)	Moment-y (kN*m)	Moment-z (kN*m)
A	203	SLU 9(min)	J[9]	-13,08	1,19	123,86	-1,46	-373,1	-2,8
A	207	SLU 7(max)	J[131]	9,38	-1,08	-97,02	2,65	-101,11	1,17
A	204	SLU 7(max)	J[4]	-8,77	4,09	224,87	1,82	-226,89	0,18
B	151	SLU 9(min)	J[147]	-12,44	1,19	104,73	-1,46	-225,93	-0,21
B	88	SLU 7(max)	J[84]	4,38	-1,38	-92,86	2,12	10,93	4,04
B	58	SLU 7(max)	J[54]	-8,12	4,09	205,58	1,82	-127,27	1,34
C	150	SLU 7(min)	J[146]	-18,1	1,01	84,67	-2,61	-115,1	0,99
C	95	SLU 7(max)	J[91]	9,37	-0,19	20,67	0,44	289,2	0,98
C	57	SLU 7(max)	J[53]	-7,51	4,09	187,24	1,82	-4,29	4,05

La verifica a flessione delle travi in corrispondenza dell'appoggio deve tener conto del ringrosso a coda di rondine delle travi la cui base passa da 35 cm a 50 cm.

Verifica C.A. S.L.U. - File: trave laterale appoggio

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

TITOLO :

N° figure elementari 2 Zoom N° strati barre 2 Zoom

N°	b [cm]	h [cm]
1	100	20
2	50	78

N°	As [cm²]	d [cm]
1	41.63	10
2	21.21	91

Sollecitazioni S.L.U. Metodo n

N_{Ed} 0 kN
M_{xEd} -853 kNm
M_{yEd} 0

P.to applicazione N
☒ Centro ☐ Baricentro cls
☐ Coord.[cm] xN 0 yN 0

Tipo Sezione
☐ Rettan.re ☐ Trapezi
☒ a T ☐ Circolare
☐ Rettangoli ☐ Coord.

Metodo di calcolo
☐ S.L.U.+ ☐ S.L.U.-
☒ Metodo n

Materiali Omogeneo Ammissibile

ϵ_{su} 67.5 ‰ ϵ_{c2} 2 ‰
 f_{yd} 250 N/mm² ϵ_{cu} 3.5 ‰
 E_s 200.000 N/mm² f_{cd} 4.533 N/mm²
 E_s/E_c 15 f_{cc}/f_{cd} 0.8
 ϵ_{syd} 1.25 ‰ $\sigma_{c,adm}$ 4.75 N/mm²
 $\sigma_{s,adm}$ 120 N/mm² τ_{co} 0.3333
 τ_{c1} 1.257

σ_c -4.493 N/mm²
 σ_s 114.8 N/mm²
 ϵ_s 0.574 ‰
d 88 cm
x 32.55 x/d 0.3699
 δ 0.9024

Verifica N° iterazioni: 4

☐ Precompresso

Verifica Sezione A - Trave laterale

Verifica C.A. S.L.U. - File: trave laterale ferri piegati

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

TITOLO :

N° figure elementari 2 Zoom N° strati barre 2 Zoom

N°	b [cm]	h [cm]
1	100	20
2	35	78

N°	As [cm²]	d [cm]
1	27.49	10
2	21.21	91

Sollecitazioni S.L.U. Metodo n

N_{Ed} 0 kN
M_{xEd} -853 kNm
M_{yEd} 0

P.to applicazione N
☒ Centro ☐ Baricentro cls
☐ Coord.[cm] xN 0 yN 0

Tipo Sezione
☐ Rettan.re ☐ Trapezi
☒ a T ☐ Circolare
☐ Rettangoli ☐ Coord.

Metodo di calcolo
☐ S.L.U.+ ☐ S.L.U.-
☒ Metodo n

Materiali Omogeneo Ammissibile

ϵ_{su} 67.5 ‰ ϵ_{c2} 2 ‰
 f_{yd} 250 N/mm² ϵ_{cu} 3.5 ‰
 E_s 200.000 N/mm² f_{cd} 4.533 N/mm²
 E_s/E_c 15 f_{cc}/f_{cd} 0.8
 ϵ_{syd} 1.25 ‰ $\sigma_{c,adm}$ 4.75 N/mm²
 $\sigma_{s,adm}$ 120 N/mm² τ_{co} 0.3333
 τ_{c1} 1.257

σ_c -3.683 N/mm²
 σ_s 104.3 N/mm²
 ϵ_s 0.5214 ‰
d 88 cm
x 30.47 x/d 0.3463
 δ 0.8729

Verifica N° iterazioni: 4

☐ Precompresso

Verifica Sezione B - Trave laterale

Verifica C.A. S.L.U. - File: trave laterale campata

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

Titolo : _____

N° figure elementari Zoom N° strati barre Zoom

N°	b [cm]	h [cm]
1	134	20
2	35	78

N°	As [cm²]	d [cm]
1	13,35	10
2	49,48	91

Sollecitazioni S.L.U. Metodo n

N_{Ed} kN
M_{xEd} kNm
M_{yEd} kNm

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

Tipo Sezione
☐ Rettan.re ☐ Trapezi
☒ a T ☐ Circolare
☐ Rettangoli ☐ Coord.

Metodo di calcolo
☐ S.L.U. + ☐ S.L.U. -
☒ Metodo n

Materiali Omogeneo Ammissibile

ϵ_{su} ‰ ϵ_{c2} ‰
 f_{yd} N/mm² ϵ_{cu} ‰
 E_s N/mm² f_{cd} N/mm²
 E_s/E_c f_{cc}/f_{cd} ?
 ϵ_{syd} ‰ $\sigma_{c,adm}$ N/mm²
 $\sigma_{s,adm}$ N/mm² τ_{co} N/mm²
 τ_{c1} N/mm²

σ_c N/mm²
 σ_s N/mm²
 ϵ_s ‰
d cm
x x/d
 δ

Verifica N° iterazioni:

☐ Precompresso

Verifica C.A. S.L.U. - File: trave laterale campata

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

Titolo : _____

N° figure elementari Zoom N° strati barre Zoom

N°	b [cm]	h [cm]
1	134	20
2	35	78

N°	As [cm²]	d [cm]
1	13,35	10
2	49,48	91

Sollecitazioni S.L.U. Metodo n

N_{Ed} kN
M_{xEd} kNm
M_{yEd} kNm

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

Tipo Sezione
☐ Rettan.re ☐ Trapezi
☒ a T ☐ Circolare
☐ Rettangoli ☐ Coord.

Metodo di calcolo
☐ S.L.U. + ☐ S.L.U. -
☒ Metodo n

Materiali Omogeneo Ammissibile

ϵ_{su} ‰ ϵ_{c2} ‰
 f_{yd} N/mm² ϵ_{cu} ‰
 E_s N/mm² f_{cd} N/mm²
 E_s/E_c f_{cc}/f_{cd} ?
 ϵ_{syd} ‰ $\sigma_{c,adm}$ N/mm²
 $\sigma_{s,adm}$ N/mm² τ_{co} N/mm²
 τ_{c1} N/mm²

σ_c N/mm²
 σ_s N/mm²
 ϵ_s ‰
d cm
x x/d
 δ

Verifica N° iterazioni:

☐ Precompresso

Verifica Sezione C- Trave laterale

Trave centrale

Sezione	Elem	Load	Part	Axial (kN)	Shear- y (kN)	Shear-z (kN)	Torsion (kN*m)	Momen t-y (kN*m)	Moment -z (kN*m)
A	205	SLU 6(max)	J[5]	-2,44	0	240,22	0	-253,7	0
A	202	SLU 6(all)	J[8]	-10,52	0	238,03	0	-400,0	0
A	208	SLU 6(max)	J[97]	13,41	0	-109,67	0	-116,73	0
B	60	SLU 1(min)	I[55]	1,04	0	-216,72	0	-215,76	0
B	117	SLU 6(min)	J[113]	-9,88	0	115,56	0	-238,76	0
B	60	SLU 6(max)	J[56]	9,96	0	-101,71	0	3,27	0
C	29	SLU 6(max)	J[25]	-1,17	0	196,43	0	-12,67	0
C	116	SLU 6(all)	J[112]	-9,27	0	194,61	0	-120,65	0
C	68	SLU 6(max)	I[63]	-5,81	0	41,4	0	298,9	0

La verifica a flessione delle travi in corrispondenza dell'appoggio deve tener conto del ringrosso a coda di rondine delle travi la cui base passa da 35 cm a 50 cm.

Verifica C.A. S.L.U. - File: trave centrale appoggio

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

TITOLO :

N° figure elementari 2 Zoom N° strati barre 2 Zoom

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	125	20	1	41,63	8
2	50	78	2	21,21	92

Sollecitazioni S.L.U. Metodo n

N_{Ed} 0 0 kN
M_{xEd} -853 -400 kNm
M_{yEd} 0 0

P.to applicazione N
Centro Baricentro cls
Coord. [cm] xN 0 yN 0

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

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

Materiali Omogeneo Ammissibile

ε_{su} 67,5 ‰ ε_{c2} 2 ‰
f_{yd} 250 N/mm² ε_{cu} 3,5 ‰
E_s 200.000 N/mm² f_{cd} 4.533
E_s/E_c 15 f_{cc}/f_{cd} 0,8
ε_{syd} 1,25 ‰ σ_{c,adm} 4,75
σ_{s,adm} 120 N/mm² τ_{co} 0,3333
τ_{c1} 1,257

σ_c -4,604 N/mm²
σ_s 119,8 N/mm²
ε_s 0,5989 ‰
d 90 cm
x 32,91 x/d 0,3657
δ 0,8971

Verifica N° iterazioni: 4

Precompresso

Verifica Sezione A- Trave centrale

Verifica C.A. S.L.U. - File: trave centrale ferri piegati

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

TITOLO :

N° figure elementari 2 Zoom N° strati barre 2 Zoom

N°	b [cm]	h [cm]
1	100	20
2	35	78

N°	As [cm²]	d [cm]
1	27,49	10
2	21,21	91

Sollecitazioni S.L.U. Metodo n

N_{Ed} 0 0 kN
M_{xEd} -853 -238 kNm
M_{yEd} 0 0

P.to applicazione N
Centro Baricentro cls
Coord.[cm] xN 0 yN 0

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

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

Materiali Omogeneo Ammissibile

ϵ_{su} 67,5 ‰ ϵ_{c2} 2 ‰
 f_{yd} 250 N/mm² ϵ_{cu} 3,5 ‰
 E_s 200.000 N/mm² f_{cd} 4,533
 E_s/E_c 15 f_{cc}/f_{cd} 0,8
 ϵ_{syd} 1,25 ‰ $\sigma_{c,adm}$ 4,75
 $\sigma_{s,adm}$ 120 N/mm² τ_{co} 0,3333
 τ_{c1} 1,257

σ_c -3,878 N/mm²
 σ_s 109,8 N/mm²
 ϵ_s 0,5491 ‰
d 88 cm
x 30,47 x/d 0,3463
 ρ 0,8729

Verifica N° iterazioni: 4

Precompresso

Verifica Sezione B- Trave centrale

Verifica C.A. S.L.U. - File: trave centrale campata

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

TITOLO :

N° figure elementari 2 Zoom N° strati barre 3 Zoom

N°	b [cm]	h [cm]
1	100	20
2	35	78

N°	As [cm²]	d [cm]
1	13,35	10
2	28,27	94
3	21,21	87

Sollecitazioni S.L.U. Metodo n

N_{Ed} 0 0 kN
M_{xEd} -853 -121 kNm
M_{yEd} 0 0

P.to applicazione N
Centro Baricentro cls
Coord.[cm] xN 0 yN 0

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

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

Materiali Omogeneo Ammissibile

ϵ_{su} 67,5 ‰ ϵ_{c2} 2 ‰
 f_{yd} 250 N/mm² ϵ_{cu} 3,5 ‰
 E_s 200.000 N/mm² f_{cd} 4,533
 E_s/E_c 15 f_{cc}/f_{cd} 0,8
 ϵ_{syd} 1,25 ‰ $\sigma_{c,adm}$ 4,75
 $\sigma_{s,adm}$ 120 N/mm² τ_{co} 0,3333
 τ_{c1} 1,257

σ_c -1,91 N/mm²
 σ_s 110,5 N/mm²
 ϵ_s 0,5525 ‰
d 88 cm
x 18,12 x/d 0,2059
 ρ 0,7

Verifica N° iterazioni: 4

Precompresso

Verifica C.A. S.L.U. - File: trave centrale campata

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

Titolo : _____

N° figure elementari Zoom N° strati barre Zoom

N°	b [cm]	h [cm]
1	100	20
2	35	78

N°	As [cm²]	d [cm]
1	13,35	10
2	28,27	94
3	21,21	87

Sollecitazioni
S.L.U. Metodo n

N_{Ed} kN
M_{Ed} kNm
M_{xEd}
M_{yEd}

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

Tipo Sezione
☐ Rettan.re ☐ Trapezi
☒ a T ☐ Circolare
☐ Rettangoli ☐ Coord.

Metodo di calcolo
☐ S.L.U.+ ☐ S.L.U.- ☒ Metodo n

Materiali
Omogeneo Ammissibile

Parametro	Valore	Unità
ε _{su}	67,5	‰
ε _{c2}	2	‰
f _{yd}	250	N/mm²
ε _{cu}	3,5	‰
E _s	200.000	N/mm²
f _{cd}	4,533	‰
E _s /E _c	15	
f _{cc} /f _{cd}	0,8	
ε _{syd}	1,25	‰
σ _{c,adm}	4,75	‰
σ _{s,adm}	120	N/mm²
τ _{co}	0,3333	
τ _{c1}	1,257	

σ_c N/mm²
σ_s N/mm²

ε_s ‰
d cm
x x/d
δ

Verifica N° iterazioni:

☐ Precompresso

Verifica Sezione C- Trave centrale

Le travi risultano verificate a flessione. I risultati della verifica confermano la validità della progettazione originaria del ponte. Risulta in particolare evidente che l'armatura in mezzera sia stata dimensionata a favore di sicurezza.

La verifica a taglio è stata eseguita secondo le modalità di calcolo utilizzata all'epoca di progettazione.

$$\tau_{\max} = 8,5 \text{ Kg/cm}^2 > 2 \text{ Kg/cm}^2 \quad \text{necessaria armatura a taglio}$$

Dove:

$$T_{\max} = 240 \text{ kN}$$

$$b_0 = 35 \text{ cm}$$

$$z = 81 \text{ cm}$$

L'armatura resistente a taglio rilevata durante le indagini in situ, è costituita da ferri verticali lisci (n° 4 braccia) di diametro 7 mm posizionati a passo medio 25 cm. Inoltre sono presenti 4 ferri piegati di diametro 30 mm.

Di seguito si riporta la verifica a taglio eseguita secondo le metodologie di calcolo utilizzate all'epoca di costruzione.

Tmax	240	kN
b0	350	mm
z	837	mm
l1	5245	mm

tratto di trave caratterizzato da segno costante

Tmax	0,8192524	Mpa
------	-----------	-----

σ_f	120	Mpa	tensione ammissibile acciaio
------------	-----	-----	------------------------------

ferri piegati

n	4
φ	30 mm

staffe

n braccia	4	
passo	250	mm
φ	7	mm

Fs	3229,6201	mmq	A staffe nel tratto l'
FP	2827,4334	mmq	A ferri piegati nel tratto l'

verifica

S'	751971,33	N
----	-----------	---

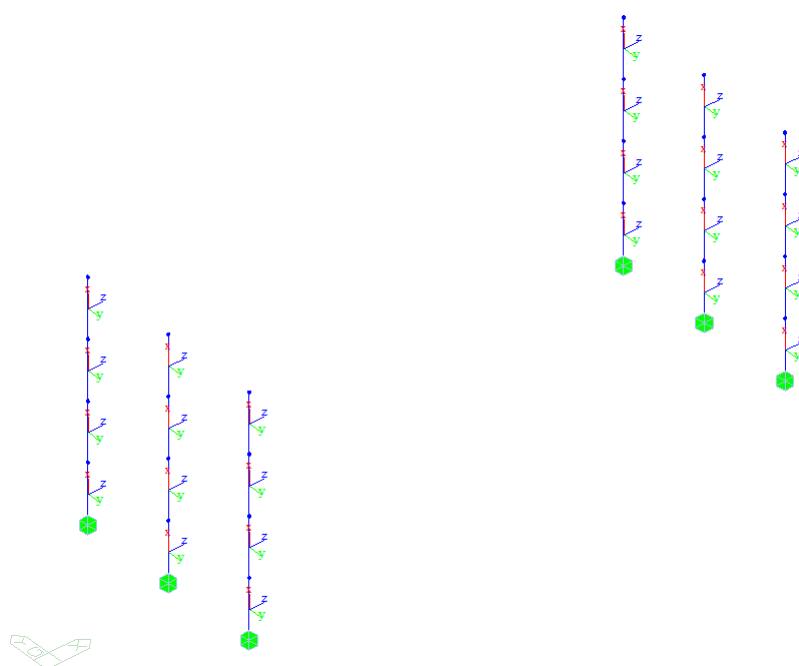
Sr	867385,77	N	$S' = \int_0^{l'} T dx$	$Sr = \sigma_f (Fp \sqrt{2} + Fs)$
----	-----------	---	-------------------------	------------------------------------

Sr	>	S'	ok
----	---	----	----

8.2.2 Verifiche Pilastrì

Considerando l'assenza di barre d'armatura di connessione tra le spalle e l'impalcato, il taglio agente sui pilastrì è stato valutato attribuendo ad essi l'intero carico orizzontale da frenata.

Le massime azioni agenti sono riportate con riferimento agli assi locali degli elementi.

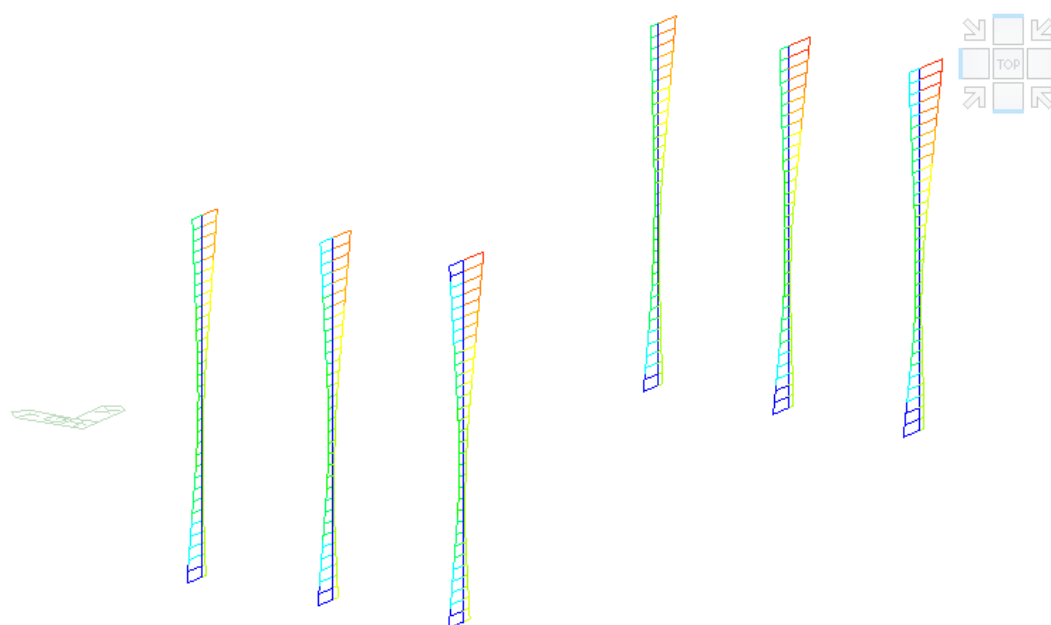


Assi locali elementi “beam” dei pilastri

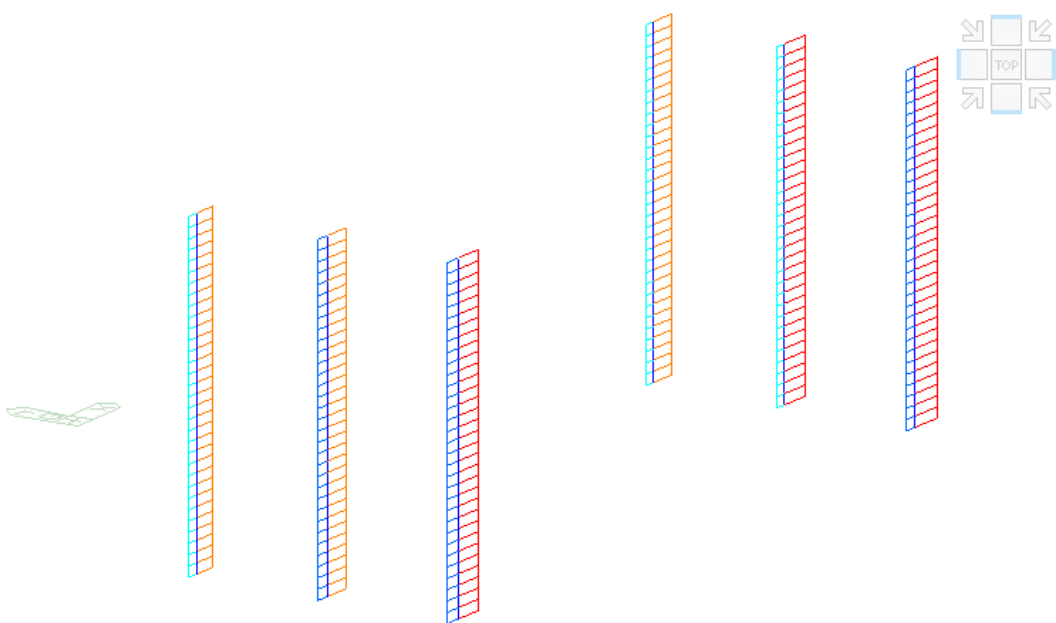
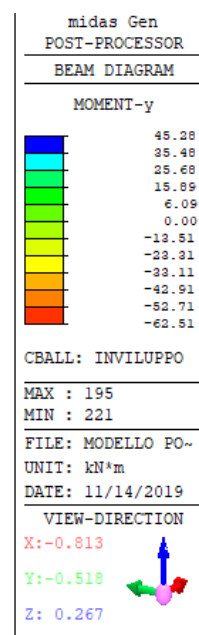
La seguente tabella riassume le massime azioni agenti sui pilastri.

Elem	Load	Part	Fx (kN)	Fy (kN)	Fz (kN)	Mx (kN*m)	My (kN*m)	Mz (kN*m)
196	SLU 6(min)	I[153]	-487,98	0	4,16	0	15,7	0
218	SLU 7(max)	J[4]	-257,34	1,37	20,08	-1,65	13,27	0,48
221	SLU 7(max)	J[9]	-261,03	1,37	23,17	-1,66	6,22	0,35
221	SLU 7(all)	J[9]	-407,16	1,37	23,17	-3,11	-62,51	-0,47
195	SLU 7(max)	I[154]	-302,7	1,37	23,17	3,28	45,28	0,35
218	SLU 1(all)	J[4]	-353,97	3,56	-7,8	-10,81	24,5	-0,4
212	SLU 1(max)	J[6]	-261,16	-0,63	5,63	10,81	24,5	0,4

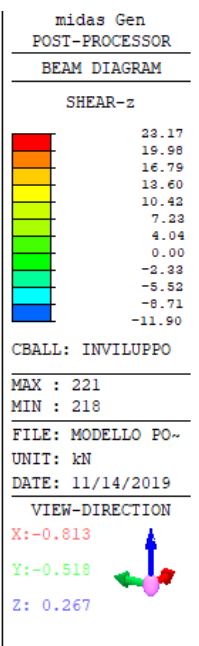
La seguente immagine mostrano l’involuppo delle azioni agenti sui pilastri.



Involuppo momenti flettenti (M_y)

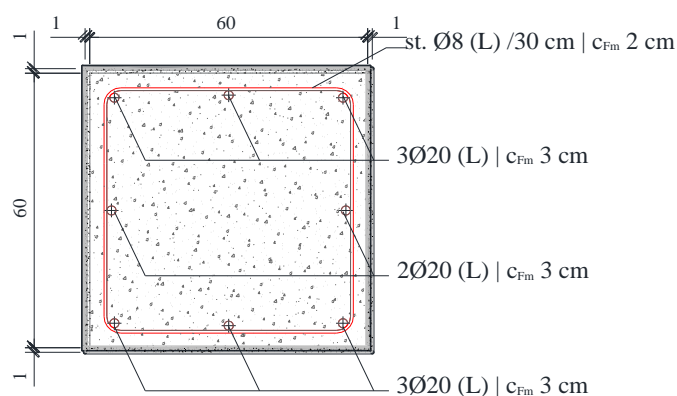


Involuppo Taglio (F_z)



The image shows a screenshot of the MIDAS Gen POST-PROCESSOR BEAM DIAGRAM. The main window displays a 3D model of a bridge structure with a color-coded stress distribution. The color scale ranges from -257.34 (blue) to -487.98 (red). The view direction is X: -0.813, Y: -0.518, Z: 0.267. The legend on the right indicates the maximum axial action (F_x) values for each element. The text 'Massima azione assiale (F_x)' is visible at the bottom of the image.

La verifica è stata eseguita considerando la seguente sezione dei pilastri.



Sezione pilastri

Di seguito si riportano le verifiche delle sezioni più sollecitate.

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

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

Titolo : _____

N° figure elementari Zoom N° strati barre Zoom

N°	b [cm]	h [cm]
1	60	60

N°	As [cm²]	d [cm]
1	9.42	3
2	6.28	30
3	9.42	57

Tipo Sezione
☐ Rettan.re ☐ Trapezi
☒ a T ☐ Circolare
☐ Rettangoli ☐ Coord.

File

Metodo di calcolo
☐ S.L.U.+ ☐ S.L.U.-
☒ Metodo n

Sollecitazioni
 S.L.U. ☒ Metodo n ☐

N_{Ed} 490 kN
 M_{xEd} 16 kNm
 M_{yEd} 0

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

Materiali
☒ Omogeneo ☐ Ammissibile

ϵ_{su} ‰ ϵ_{c2} ‰
 f_{yd} N/mm² ϵ_{cu} ‰
 E_s N/mm² f_{cd} ‰
 E_s/E_c f_{cc}/f_{cd} ?
 ϵ_{syd} ‰ $\sigma_{c,adm}$ ‰
 $\sigma_{s,adm}$ N/mm² τ_{co} τ_{c1}

σ_c N/mm²
 ϵ_s ‰

Verifica N° iterazioni:

☐ Precompresso

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

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

Titolo : _____

N° figure elementari Zoom N° strati barre Zoom

N°	b [cm]	h [cm]
1	60	60

N°	As [cm²]	d [cm]
1	9.42	3
2	6.28	30
3	9.42	57

Tipo Sezione
☐ Rettan.re ☐ Trapezi
☒ a T ☐ Circolare
☐ Rettangoli ☐ Coord.

File

Metodo di calcolo
☐ S.L.U.+ ☐ S.L.U.-
☒ Metodo n

Sollecitazioni
 S.L.U. ☒ Metodo n ☐

N_{Ed} 407 kN
 M_{xEd} 63 kNm
 M_{yEd} 0

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

Materiali
☒ Omogeneo ☐ Ammissibile

ϵ_{su} ‰ ϵ_{c2} ‰
 f_{yd} N/mm² ϵ_{cu} ‰
 E_s N/mm² f_{cd} ‰
 E_s/E_c f_{cc}/f_{cd} ?
 ϵ_{syd} ‰ $\sigma_{c,adm}$ ‰
 $\sigma_{s,adm}$ N/mm² τ_{co} τ_{c1}

σ_c N/mm²
 σ_s N/mm²
 ϵ_s ‰
 d cm
 x x/d
 δ

Verifica N° iterazioni:

☐ Precompresso

Verifica sezioni più sollecitate dei pilastri

8.2.3 Verifica soletta

La soletta è stata verificata nella condizione peggiore di carico ottenuto posizionando la ruota posteriore del rullo compattatore al centro della soletta.

La soletta è stata considerata come semplicemente appoggiata sulle travi longitudinali.

Il carico è stato distribuito considerando la stratigrafia dell'impalcato. La diffusione del carico è stata considerata secondo un angolo di 45° , attraverso la pavimentazione e fino al piano medio della struttura della soletta sottostante.

La soletta è stata verificata considerando l'armatura trasversale rilevata durante le indagini strutturali: barre lisce $\phi 12$ a passo 10 cm.

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

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

Titolo : _____

N° strati barre: 1 Zoom

N°	b [cm]	h [cm]
1	100	20

N°	As [cm²]	d [cm]
1	11.31	17

Sollecitazioni

S.L.U. Metodo n

N_{Ed} 0 0 kN
M_{Ed} 0 20.3 kNm
M_{yEd} 0 0

P.to applicazione N

Centro Baricentro cls
Coord. [cm] xN 0 yN 0

Tipo Sezione

Rettan.re Trapezi
a T Circolare
Rettangoli Coord.

Metodo di calcolo

S.L.U. + S.L.U. -
Metodo n

Materiali

Omogeneo Ammissibile

ϵ_{su} 67.5 ‰ ϵ_{c2} 2 ‰
 f_{yd} 250 N/mm² ϵ_{cu} 3.5 ‰
 E_s 200.000 N/mm² f_{cd} 5.333 N/mm²
 E_s/E_c 15 f_{cc}/f_{cd} 0.8
 ϵ_{syd} 1.25 ‰ $\sigma_{c,adm}$ 4.75 N/mm²
 $\sigma_{s,adm}$ 120 N/mm² τ_{co} 0.3333
 τ_{c1} 1.257

σ_c -4.456 N/mm²
 σ_s 119.9 N/mm²
 ϵ_s 0.5994 ‰
d 17 cm
x 6.085 x/d 0.358
 δ 0.8875

Verifica

N° iterazioni: 4

Precompresso

Verifica sezione soletta

La soletta risulta verificata.

8.2.4 Verifica delle spalle

Per le spalle vengono assunte le seguenti dimensioni:

Larghezza = 5,84 m

Spessore = 1,00 m

Tenuto conto della presenza di una trave trasversale che unisce la testa delle travi dell'impalcato, si assume che il carico trasmesso si distribuisca sull'intera spalla. Considerando che la massima forza verticale trasmessa dall'impalcato alla spalla è pari a 512 kN, il massimo sforzo agente nella spalla risulta essere pari a 0,1 MPa (1 kg/cmq).

La verifica risulta ampiamente positiva, anche assumendo i valori ammissibili sulla base della normativa di riferimento dell'epoca relativamente alla resistenza del calcestruzzo. La spalla risulta verificata anche se si trascura l'effetto di redistribuzione della trave trasversale (il massimo sforzo trasmesso direttamente dalla singola trave alla spalla risulta essere 1 MPa).

In realtà entrambe le spalle presentano evidenti segni di deterioramento, quali il distacco di ampie porzioni di calcestruzzo sulla spalla sinistra, e la formazione di un'ampia fessurazione sulla spalla destra che tende a svilupparsi all'altezza della superficie di interfaccia tra muri andatori e spalle frontali. Posizione che risulta peraltro anche sensibilmente esposta alle azioni di ammaloramento e degrado associabili alle penetrazioni d'acqua che certamente si sono verificate nel tempo in corrispondenza della linea di separazione tra il termine dell'impalcato e la struttura esterna. Fenomeni di permeazione che nel tempo possono avere sensibilmente degradato la qualità del calcestruzzo delle spalle, che già peraltro in origine si presentava per conformazione in condizioni piuttosto vulnerabili nei confronti delle azioni esterne ambientali.

Si ritiene pertanto che il quadro fessurativo rilevato sia dovuto prevalentemente ad azioni orizzontali che hanno attivato la resistenza a trazione del calcestruzzo, la quale, sensibilmente condizionata dalla alterazione subita dal materiale, non è risultata in grado di mantenere il collegamento tra le murature frontali delle spalle e i muri andatori. Quadro fessurativo forse in parte anche accompagnato da un parziale cedimento che può avere interessato i muri andatori collegati alle spalle.

8.2.5 Verifica fondazioni

Per quanto concerne la verifica delle fondazioni si osserva innanzitutto che non sono stati rilevati quadri fessurativi o situazioni di degrado riconducibili a cedimenti fondazionali.

Ora, tenuto conto di questo importante aspetto e del fatto che la struttura in elevazione risulta correttamente dimensionata, vi è ragionevolmente da ritenere che anche l'apparato fondazionale sia stato dimensionato in modo corretto.

Peraltro le caratteristiche del terreno di fondazione evidenziate dalle indagini geotecniche (si rimanda alla relazione tecnica di S.In.Ge.A. S.r.l. codifica G.181.2018) non risultano evidenziare particolari problematiche.

Questo ovviamente fatta salva l'utilità di effettuare comunque alcune verifiche sulle fondazioni (eventualmente con indagini geognostiche mirate) per accertarne la reale consistenza e l'assenza di eventuali situazioni di ammaloramento non direttamente rilevabili in superficie quali ad es. fenomeni di scalzamento alla base, fenomeni di erosione localizzata nell'intorno delle pile o delle spalle. Verifiche che, comportando lavorazioni in alveo, potrebbero convenientemente richiedere la messa in asciutta delle aree di lavoro, con conseguente riduzione della sezione di deflusso e quindi la scelta di un periodo ottimale in cui eseguire le indagini.

9. VERIFICA SECONDO LE NTC 2018

Nel seguito vengono illustrati i calcoli di verifica del ponte condotti secondo le norme attualmente vigenti, ovvero le NTC 2018, con la precisazione che le NTC sono state considerate per quanto concerne la metodologia di verifica agli stati limite.

Le analisi strutturali svolte si riferiscono alla porzione di struttura in cemento armato in elevazione del manufatto esistente: impalcato, pile e spalle.

In relazione alla mancanza di dati precisi sull'apparato fondazionale, non vengono invece eseguite specifiche verifiche sul terreno e verifiche strutturali delle fondazioni.

Premesso quanto sopra espresso in merito alle fondazioni esistenti (par. 8.2.5), è stato accertato che le azioni massime trasmesse alle fondazioni delle pile e delle spalle per gli schemi di carico assunti nelle verifiche ai sensi delle NTC risultino inferiori a quelle dovute ai carichi previsti in fase di originario progetto. In tal modo di fatto accertando che ai carichi relativi agli schemi esaminati non abbiano a corrispondere azioni superiori a quelle messe in conto nel progetto originario dell'opera.

9.1 CARICHI DA TRAFFICO CONSIDERATI NELL'ANALISI

Per quanto riguarda i carichi, una eventuale verifica con i livelli di carico previsti dalla normativa vigente (NTC 2018) per i ponti di nuova edificazione, darebbe esito presumibilmente negativo.

Tenuto conto delle dimensioni dell'opera (la larghezza dell'impalcato risulta compatibile con n° 1 corsie di carico) e delle realistiche capacità portanti del manufatto in esame, i calcoli sono stati condotti facendo riferimento ai due seguenti schemi di carico corrispondenti a due distinte situazioni oggettivamente identificabili:

Schema 1: n° 1 colonne di autocarri a due assi di peso complessivo pari a 12 t distribuiti secondo il modello disposto dalla normativa di progetto d'origine della struttura;

Schema 2: carico distribuito da folla secondo il valore oggi vigente di 5 kN/mq applicato a tutto l'impalcato;

Per quanto riguarda l'azione di frenamento è stato considerato il carico minimo previsto dalla normativa attualmente vigente: 180 kN. Tale carico è stato applicato come forza distribuita sulle travi longitudinali del ponte.

Le azioni sono state combinate secondo quanto previsto dalla NTC 2018.

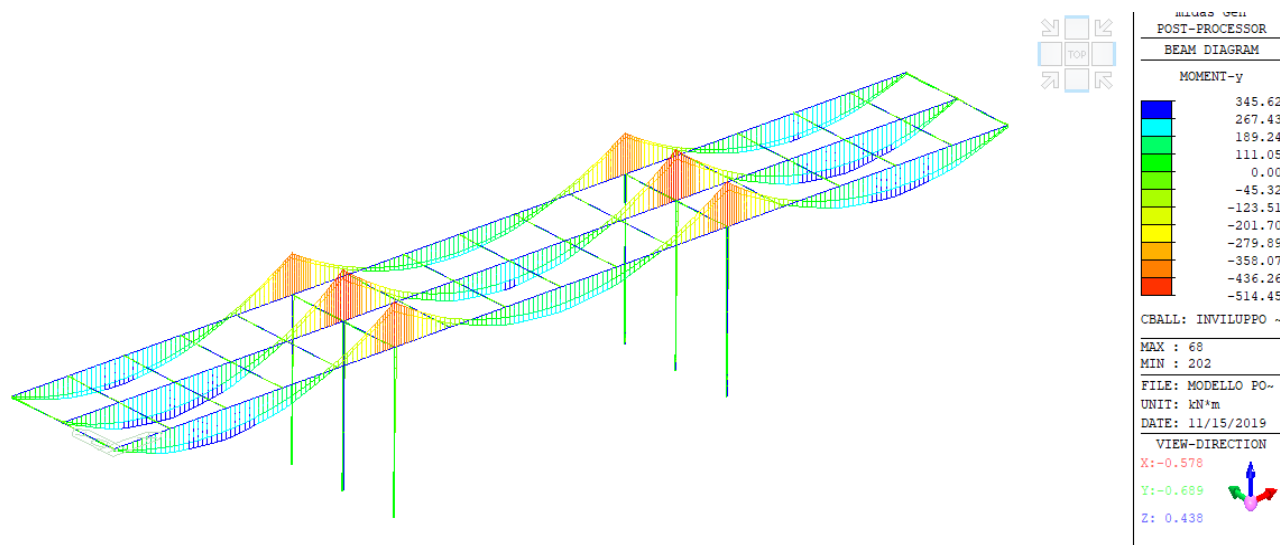
9.2 VERIFICHE TRAVI

Verifica allo SLU

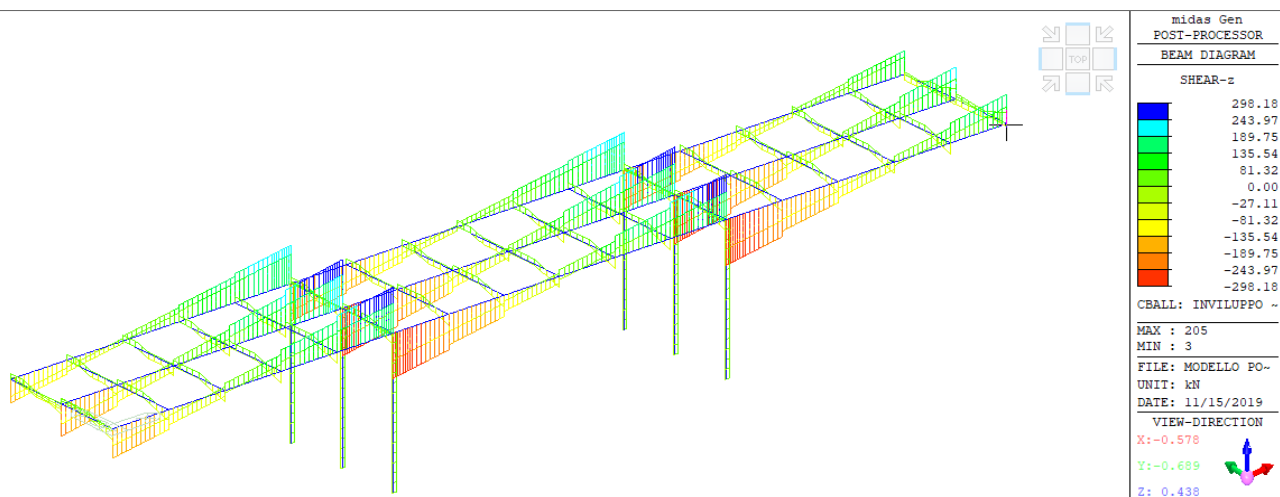
Verifica a flessione delle travi

La verifica flessionale delle travi è stata eseguita considerando le stesse sezioni precedentemente identificate.

Le azioni di verifica identificate per le combinazioni SLU sono le seguenti:



Inviluppo momenti flettenti (M_y)



Inviluppo Taglio (F_z)

Trave laterale

Sezione	Elem	Load	Part	Axial (kN)	Shear-y (kN)	Shear-z (kN)	Torsion (kN*m)	Moment-y (kN*m)	Moment-z (kN*m)
A	204	SLU 4(max)	J[4]	-2,1	4,86	280,81	1,97	-304,23	-0,87
A	203	SLU 4(all)	J[9]	-11,39	5,84	277,16	2,16	-491,04	-4,26
A	207	SLU 9(max)	J[131]	8,49	-2,16	-136,63	1,15	-139,28	1,51
B	88	SLU 4(min)	I[83]	-4,09	-4,86	-251,58	-1,97	-257,72	-0,15
B	136	SLU 4(min)	I[131]	-11,39	-5,84	-248,14	-2,16	-274	-0,27
B	88	SLU 2(max)	J[84]	-2,15	-2,18	-130,63	1,55	-19,3	3,95
C	29	SLU 3(max)	J[25]	4,9	0	236,68	0	-33,63	0
C	116	SLU 8(all)	J[112]	7,38	0	211,53	0	-136,1	0
C	68	SLU 3(max)	I[63]	-11,81	0	29,83	0	345,62	0

La verifica è stata condotta considerando le proprietà dei materiali ricavate dai risultati delle prove eseguite. La verifica a flessione delle travi in corrispondenza dell'appoggio deve tener conto del ringrosso a coda di rondine delle travi la cui base passa da 35 cm a 50 cm.

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

TITOLO :

N° figure elementari 2 Zoom N° strati barre 2 Zoom

N°	b [cm]	h [cm]
1	100	20
2	50	78

N°	As [cm²]	d [cm]
1	41,63	10
2	17,5	91

Sollecitazioni S.L.U. Metodo n

N_{Ed} 0 kN
M_{Ed} -491 kNm
M_{yEd} 0

P.to applicazione N
Centro Baricentro cls
Coord. [cm] xN 0 yN 0

Tipo rottura Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

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

Tipo flessione Retta Deviata

N° rett. 100

Calcola MRd Dominio M-N

L₀ 0 cm Col. modello

Precompresso

Materiali

barre ponti ponte 3_ve

E_{su} 67,5 % E_{c2} 2 %
f_{yd} 252 N/mm² E_{cu} 3,5 %
E_s 200.000 N/mm² f_{cd} 24 %
E_s/E_c 15 f_{cc}/f_{cd} 0,8 ?
E_{syd} 1,26 % σ_{c,adm} 9,5
σ_{s,adm} 120 N/mm² τ_{co} 0,5867
τ_{c1} 1,8

M_{xRd} -878,3 kNm
σ_c -24 N/mm²
σ_s 252 N/mm²
ε_c 3,5 %
ε_s 32,63 %
d 88 cm
x 8,525 x/d 0,09688
δ 0,7

Verifica Sezione A - Trave laterale

Verifica C.A. S.L.U. - File: trave laterale ferri piegati

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

Titolo :

N° figure elementari 2 Zoom N° strati barre 2 Zoom

N°	b [cm]	h [cm]
1	100	20
2	35	78

N°	As [cm²]	d [cm]
1	20,42	10
2	21,21	91

Sollecitazioni S.L.U. Metodo n

N_{Ed} 0 0 kN
M_{Ed} -275 -259 kNm
M_{yEd} 0 0

P.to applicazione N
Centro Baricentro cls
Coord.[cm] xN 0 yN 0

Tipo rottura
Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

M_{xRd} -433 kN m

σ_c -24 N/mm²
σ_s 250 N/mm²
ε_c 3,5 ‰
ε_s 39,76 ‰
d 88 cm
x 7,119 x/d 0,0809
δ 0,7

Materiali
barre ponti ponte 3
ε_{su} 67,5 ‰ ε_{c2} 2 ‰
f_{yd} 250 N/mm² ε_{cu} 3,5 ‰
E_s 200.000 N/mm² f_{cd} 24
E_s/E_c 15 f_{cc}/f_{cd} 0,8
ε_{syd} 1,25 ‰ σ_{c,adm} 9,5
σ_{s,adm} 120 N/mm² τ_{co} 0,5867
τ_{c1} 1,8

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

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

Tipo flessione
Retta Deviata

N° rett. 100
Calcola MRd Dominio M-N
L₀ 0 cm Col. modello
Precompresso

Verifica Sezione B- Trave laterale

Verifica C.A. S.L.U. - File: trave laterale campata

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

Titolo :

N° figure elementari 2 Zoom N° strati barre 2 Zoom

N°	b [cm]	h [cm]
1	134	20
2	35	78

N°	As [cm²]	d [cm]
1	13,35	10
2	49,48	91

Sollecitazioni S.L.U. Metodo n

N_{Ed} 0 0 kN
M_{Ed} -136 -115 kNm
M_{yEd} 0 0

P.to applicazione N
Centro Baricentro cls
Coord.[cm] xN 0 yN 0

Tipo rottura
Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

M_{xRd} -289,5 kN m

σ_c -24 N/mm²
σ_s 250 N/mm²
ε_c 3,5 ‰
ε_s 42,11 ‰
d 88 cm
x 6,752 x/d 0,07673
δ 0,7

Materiali
barre ponti ponte 3
ε_{su} 67,5 ‰ ε_{c2} 2 ‰
f_{yd} 250 N/mm² ε_{cu} 3,5 ‰
E_s 200.000 N/mm² f_{cd} 24
E_s/E_c 15 f_{cc}/f_{cd} 0,8
ε_{syd} 1,25 ‰ σ_{c,adm} 9,5
σ_{s,adm} 120 N/mm² τ_{co} 0,5867
τ_{c1} 1,8

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

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

Tipo flessione
Retta Deviata

N° rett. 100
Calcola MRd Dominio M-N
L₀ 0 cm Col. modello
Precompresso

Verifica C.A. S.L.U. - File: trave laterale campata

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

TITOLO :

N° figure elementari 2 Zoom N° strati barre 2 Zoom

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	134	20	1	13,35	10
2	35	78	2	49,48	91

Sollecitazioni S.L.U. Metodo n

N_{Ed} 0 kN
M_{Ed} 346 -115 kNm
M_{yEd} 0

P.to applicazione N
☒ Centro ☐ Baricentro cls
☐ Coord.[cm] xN 0 yN 0

Tipo rottura
Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

Materiali

barre ponte 3 ponte 3

ϵ_{su} 67,5 ‰ ϵ_{c2} 2 ‰
 f_{yd} 250 N/mm² ϵ_{cu} 3,5 ‰
 E_s 200.000 N/mm² f_{cd} 24
 E_s/E_c 15 f_{cc}/f_{cd} 0,8
 ϵ_{syd} 1,25 ‰ $\sigma_{c,adm}$ 9,5
 $\sigma_{s,adm}$ 120 N/mm² τ_{co} 0,5867
 τ_{c1} 1,8

M_{xRd} 1.119 kNm
 σ_c -24 N/mm²
 σ_s 250 N/mm²
 ϵ_c 3,5 ‰
 ϵ_s 49,52 ‰
d 91 cm
x 6,007 x/d 0,06601
 δ 0,7

Tipo Sezione
☐ Rettan.re ☐ Trapezi
☒ a T ☐ Circolare
☐ Rettangoli ☐ Coord.

Metodo di calcolo
☒ S.L.U. + ☐ S.L.U. -
☐ Metodo n

Tipo flessione
☒ Retta ☐ Deviata

N° rett. 100
Calcola MRd Dominio M-N
L₀ 0 cm Col. modello
☐ Precompresso

Verifica Sezione C- Trave laterale

Trave centrale

Sezione	Elem	Load	Part	Axial (kN)	Shear-y (kN)	Shear-z (kN)	Torsion (kN*m)	Moment-y (kN*m)	Moment-z (kN*m)
A	205	SLU 3(max)	J[5]	4,9	0	298,18	0	-343,37	0
A	202	SLU 3(all)	J[8]	11,91	0	293,18	0	-514,45	0
A	208	SLU 8(max)	J[97]	14,34	0	-154,8	0	-160,26	0
B	60	SLU 3(min)	I[55]	1,36	0	-263,54	0	-268,14	0
B	102	SLU 3(min)	I[97]	-1,81	0	-258,8	0	-285,07	0
B	60	SLU 1(max)	J[56]	5,41	0	-143,92	0	-29,78	0
C	61	SLU 3(min)	I[56]	1,36	0	-236,68	0	-120,12	0
C	116	SLU 8(all)	J[112]	7,38	0	211,53	0	-136,1	0
C	68	SLU 3(max)	I[63]	-11,81	0	29,83	0	345,62	0

La verifica a flessione delle travi in corrispondenza dell'appoggio deve tener conto del ringrosso a coda di rondine delle travi la cui base passa da 35 cm a 50 cm.

Verifica C.A. S.L.U. - File: trave centrale appoggio

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

Titolo :

N° figure elementari 2 Zoom N° strati barre 2 Zoom

N°	b [cm]	h [cm]
1	125	20
2	50	78

N°	As [cm²]	d [cm]
1	41.63	8
2	21.21	92

Sollecitazioni S.L.U. Metodo n

N Ed 0 kN
M xEd -516 kNm
M yEd 0

P.to applicazione N
Centro Baricentro cls
Coord.[cm] xN 0 yN 0

Tipo rottura
Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

M xRd -895,1 kNm

Materiali barre ponti ponte 3

Esu 67,5 % Ec2 2 %
fyd 250 N/mm² Ecu 3,5
Es 200.000 N/mm² fcd 24
Es/Es 15 fcc/fcd 0,8
Esyd 1,25 % Gc,adm 9,5
Gs,adm 120 N/mm² Tco 0,5867
Tc1 1,8

σc -24 N/mm²
σs 250 N/mm²
Ec 3,5 %
Es 38,21 %
d 90 cm
x 7,551 x/d 0,08391
δ 0,7

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

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

Tipo flessione
Retta Deviata

N° rett. 100
Calcola MRd Dominio M-N
Lo 0 cm Col. modello

Precompresso

Verifica Sezione A- Trave centrale

Verifica C.A. S.L.U. - File: trave centrale ferri piegati

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

Titolo :

N° figure elementari 2 Zoom N° strati barre 2 Zoom

N°	b [cm]	h [cm]
1	125	20
2	35	78

N°	As [cm²]	d [cm]
1	27.49	10
2	21.21	91

Sollecitazioni S.L.U. Metodo n

N Ed 0 kN
M xEd -268 kNm
M yEd 0

P.to applicazione N
Centro Baricentro cls
Coord.[cm] xN 0 yN 0

Tipo rottura
Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

M xRd -573,6 kNm

Materiali Omogeneo Ammissibile

Esu 67,5 % Ec2 2 %
fyd 250 N/mm² Ecu 3,5
Es 200.000 N/mm² fcd 20,4
Es/Es 15 fcc/fcd 0,8
Esyd 1,25 % Gc,adm 4,75
Gs,adm 120 N/mm² Tco 0,3333
Tc1 1,257

σc -20,4 N/mm²
σs 250 N/mm²
Ec 3,5 %
Es 34,17 %
d 88 cm
x 8,176 x/d 0,09291
δ 0,7

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

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

Tipo flessione
Retta Deviata

N° rett. 100
Calcola MRd Dominio M-N
Lo 0 cm Col. modello

Precompresso

Verifica Sezione B- Trave centrale

Verifica C.A. S.L.U. - File: trave laterale campata

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

TITOLO :

N° figure elementari 2 Zoom N° strati barre 3 Zoom

N°	b [cm]	h [cm]
1	134	20
2	35	78

N°	As [cm²]	d [cm]
1	13,35	10
2	28,27	91
3	21,21	85

Sollecitazioni S.L.U. Metodo n

N_{Ed} 0 kN
M_{xEd} -137 kNm
M_{yEd} 0

P.to applicazione N
Centro Baricentro cls
Coord. [cm] xN 0 yN 0

Tipo rottura
Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

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

Tipo flessione
Retta Deviata

N° rett. 100

Calcola MRd Dominio M-N

L₀ 0 cm Col. modello

Precompresso

Materiali

Omogeneo Ammissibile

ε_{su} 67,5 ‰ ε_{c2} 2 ‰
f_{yd} 250 N/mm² ε_{cu} 3,5 ‰
E_s 200.000 N/mm² f_{cd} 4,533 ‰
E_s/E_c 15 f_{cc}/f_{cd} 0,8
ε_{syd} 1,25 ‰ σ_{c,adm} 4,75 ‰
σ_{s,adm} 120 N/mm² τ_{co} 0,3333
τ_{c1} 1,257

M_{xRd} -298,8 kNm
σ_c -4,533 N/mm²
σ_s 250 N/mm²
ε_c 3,5 ‰
ε_s 26,79 ‰
d 88 cm
x 10,17 x/d 0,1155
δ 0,7

Verifica Sezione C- Trave centrale

Verifica a taglio delle travi

Sono di seguito mostrate le verifiche eseguite per tue sezioni ritenute significative:

Sezione 1: in corrispondenza degli appoggi caratterizzata dal massimo taglio sollecitante. La verifica a taglio è stata eseguita considerando l'inclinazione reale del puntone compresso (valutata secondo le formule di normativa nel rispetto dei limiti imposti): considerando tale inclinazione, il puntone compresso interseca tutti i 4 ferri piegati presenti nella trave risultando pertanto largamente verificata.

Sollecitazioni

Taglio sollecitante	V _{ed}	300 kN
Sforzo normale	N _{ed}	12 kN

Resistenza della sezione con armature a taglio

Staffe

Angolo di inclinazione armature	α	90 °
Coefficiente maggiorativo	α _c	1,00
Angolo inclinazione bielle cls	θ _{reale}	12,6 °
	cotgθ _{reale}	4,46

Calcolo resistenza a taglio per diversi valori di cotgθ

cotgθ	V _{rd,s} [kN]	V _{rd,c} [kN]	V _{rd} [kN]
1	107,1	1118,9	107,1

	2,5	267,7	771,7	267,7
<i>Ferri piegati</i>				
<i>Angolo di inclinazione armature</i>	α		45 °	
<i>Calcolo resistenza a taglio per diversi valori di $\cotg\theta$</i>				
	$\cotg\theta$	n° Ferri inclinati	$V_{rd,s}$ [kN]	
	1	1	109,7	
	2,5	4	439,0	
Resistenza con armatura a taglio				
$\cotg\theta = 2.5$	Vrd	618,9	kN	OK

Sezione 2: sezione al termine della piegatura dei ferri dove l'armatura resistente al taglio è costituita solamente dagli uncini verticali.

<u>Sollecitazioni</u>		
<i>Taglio sollecitante</i>	V_{ed}	200 kN
<i>Sforzo normale</i>	N_{ed}	0 kN

<u>Resistenza della sezione con armature a taglio</u>				
<u>(considerando solamente le staffe)</u>				
<i>Staffe</i>				
<i>Angolo di inclinazione armature</i>	α		90 °	
<i>Coefficiente maggiorativo</i>	α_c		1.00	
<i>Angolo inclinazione bielle cls</i>	θ_{reale}		12.0 °	
	$\cotg\theta_{reale}$		4.71	
<i>Calcolo resistenza a taglio per diversi valori di $\cotg\theta$</i>				
	$\cotg\theta$	$V_{rd,s}$ [kN]	$V_{rd,c}$ [kN]	V_{rd} [kN]
	1	96.1	1116.0	96.1
	2.5	240.3	769.7	240.3
	4.71	240.3	769.7	240.3
Resistenza con armatura a taglio				
$\cotg\theta = 2.5$	Vrd	240	kN	ok

Le travi risultano verificate a taglio.

Verifica agli SLE delle travi

Le travi sono state anche verificate allo stato limite di limitazione delle tensioni che consiste nel valutare le azioni interne nelle varie parti della struttura dovute alle combinazioni caratteristica e quasi permanente delle azioni; nel calcolo delle massime tensioni sia nel calcestruzzo sia nelle armature; e nella verifica che tali tensioni siano inferiori ai massimi valori consentiti di seguito riportati.

$$\sigma_{c,max} < 0,60 f_{ck} \text{ per combinazione caratteristica}$$

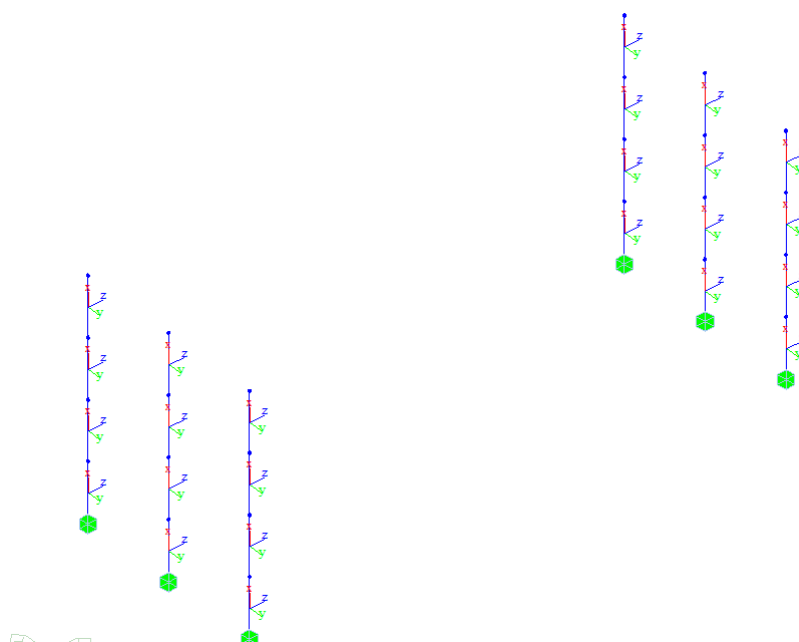
$$\sigma_{s,max} < 0,8 f_{yk}$$

Tenuto conto che il ponte oggetto di indagine è una struttura esistente, le verifiche sono state eseguite con riferimento al valore medio delle proprietà dei materiali identificate mediante prove distruttive.

9.3 VERIFICHE PILASTRI

Considerando l'assenza di barre d'armatura che connettono le spalle e l'impalcato, il taglio agente sui pilastri è stato valutato attribuendo ad essi l'intero carico orizzontale da frenata.

Le massime azioni agenti sono riportate con riferimento agli assi locali degli elementi.

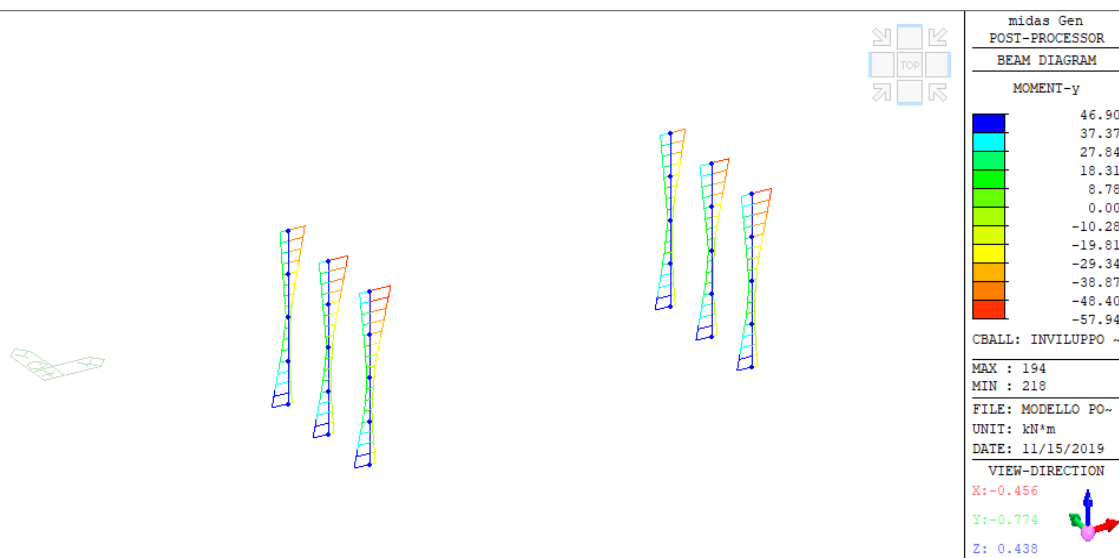


Assi locali elementi "beam" dei pilastri

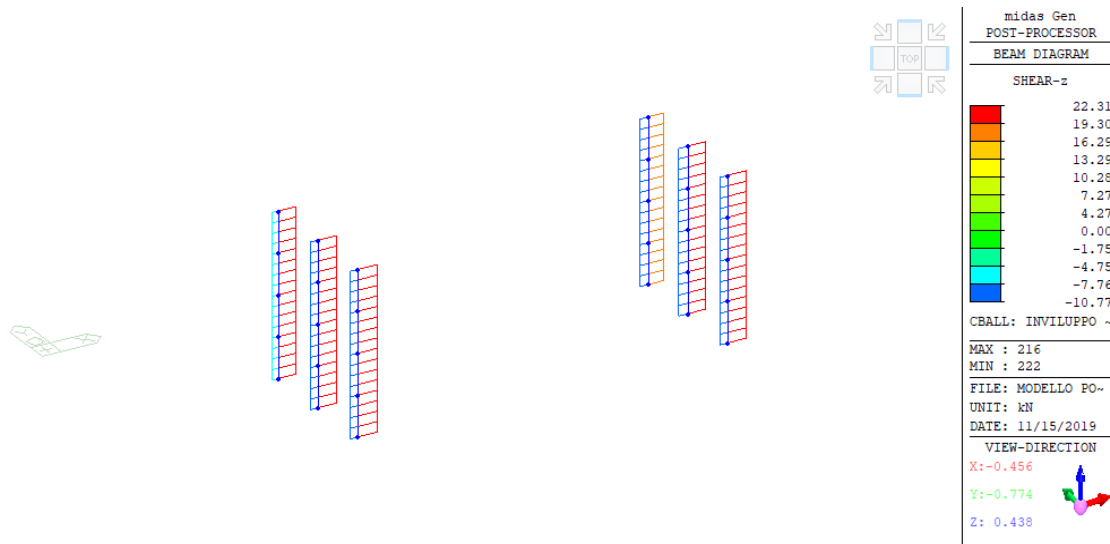
La seguente tabella riassume le massime azioni agenti sui pilastri.

Memb	LCom No	LCom	Type	Fx (kN)	Fy (kN)	Fz (kN)	Mx (kN*m)	My (kN*m)	Mz (kN*m)
192	2	SLU 1	Min	669,47	0,00	14,00	0	21,18	13,39
192	21	SLU 7	Max	355,38	1,69	28,81	0	51,24	7,11
192	21	SLU 7	Max	368,65	1,70	52,19	0	125,72	7,37
192	1	SLU 1	Max	361,62	4,89	10,50	0	33,00	14,87

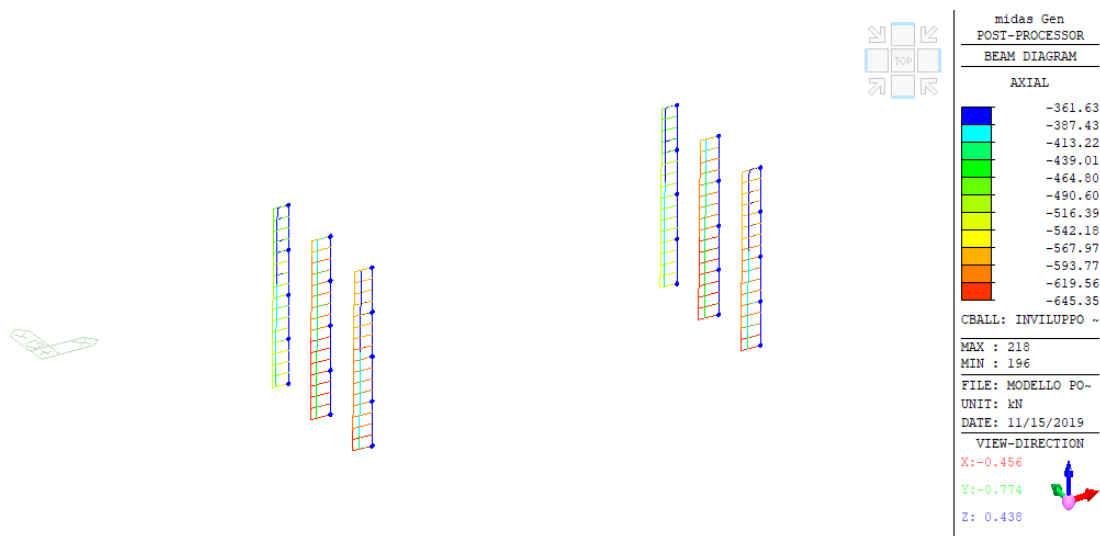
La seguente immagine mostrano l'involuppo delle azioni agenti sui pilastri.



Involuppo momenti flettenti (M_y)

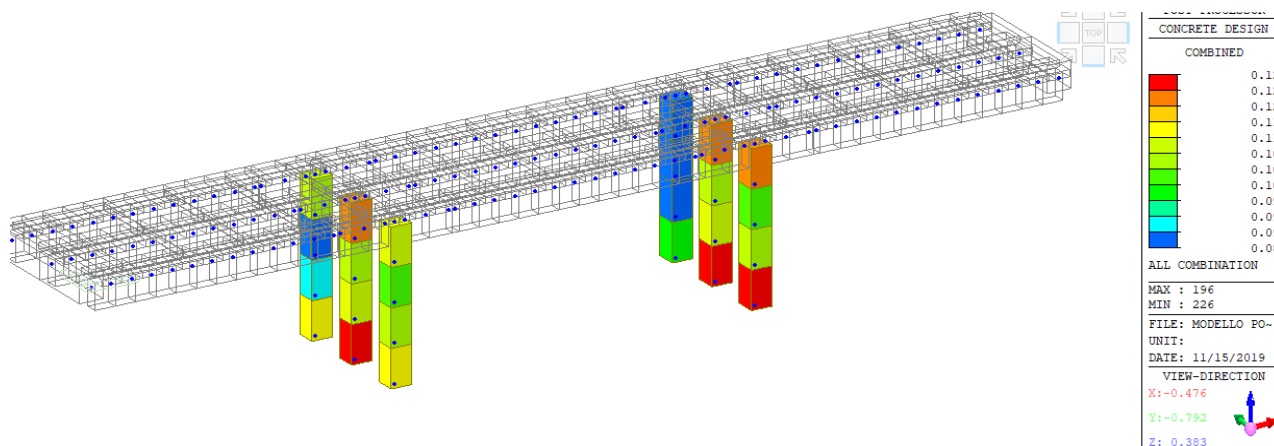


Involuppo Taglio (F_z)



Inviluppo Azioni assiali (F_x)

Le seguente immagine riporta le mappature del coefficiente di sfruttamento degli elementi strutturali (valori maggiori a 1 indicano un esito negativo della verifica allo SLU).



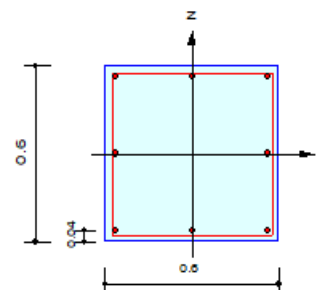
Mappatura coefficienti di sfruttamento dei pilastri in c.a.

Come si può osservare il coefficiente di sfruttamento risulta sempre inferiore all'unità.

Di seguito si riporta la scheda riassuntiva di verifica.

1. Design Condition

Design Code : Eurocode2:04 & NTC2018 UNIT SYSTEM : kN, m
Member Number : 196 (PM), 221 (Shear)
Material Data : $f_{ck} = 16600$, $f_{yk} = 252000$, $f_{yw} = 219000$ KPa
Column Height : 1.1575 m
Section Property : pilastro 60x60 (No : 5)
Rebar Pattern : 8 - 3 - P20 $A_{st} = 0.002512 \text{ m}^2$ ($R_{hst} = 0.007$)



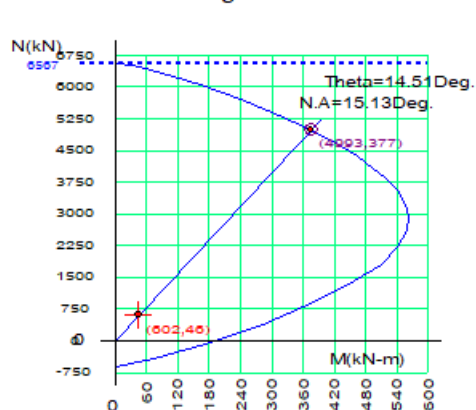
2. Applied Loads

Load Combination : 4- AT (I) Point
 $N_{Ed} = 601.969 \text{ kN}$ $M_{Edy} = 44.5155 \text{ kN-m}$ $M_{Edz} = 12.0394 \text{ kN-m}$
 $M_{Ed} = \sqrt{M_{Edy}^2 + M_{Edz}^2} = 46.1148 \text{ kN-m}$

3. Axial Forces and Moments Capacity Check

Concentric Max. Axial Load	N_{Rdmax}	= 6567.32 kN	
Axial Load Ratio	N_{Ed}/N_{Rd}	= 601.969 / 4993.16	= 0.121 < 1.000 O.K
Moment Ratio	M_{Ed}/M_{Rd}	= 46.1148 / 376.637	= 0.122 < 1.000 O.K
	M_{Edy}/M_{Rdy}	= 44.5155 / 364.625	= 0.122 < 1.000 O.K
	M_{Edz}/M_{Rdz}	= 12.0394 / 94.3612	= 0.128 < 1.000 O.K

4. M-N Interaction Diagram



$N_{Rd}(\text{kN})$	$M_{Rd}(\text{kN-m})$
6567.32	0.00
6326.04	91.51
5719.55	240.04
4993.16	376.64
4353.19	466.48
3843.83	519.00
3558.05	541.77
3223.40	557.49
2602.91	559.99
1830.61	510.62
909.45	382.35
-80.82	174.13
-633.02	0.00

5. Shear Force Capacity Check (End)

Applied Shear Force V_{Ed} = 21.0508 kN (Load Combination : 5+)
Shear Ratio by Conc V_{Ed}/V_{Rdc} = 21.0508 / 228.883 = 0.092
Shear Ratio by (V_{Rds} ; V_{Rdmax}) V_{Ed}/V_{Rds} = 21.0508 / 36.7920 = 0.572
Shear Ratio V_{Ed}/V_{Rd} = 0.092 < 1.000 O.K
($A_{sw}/H_{use} = 0.00033 \text{ m}^2/\text{m}$, 2-P8 @300)

6. Shear Force Capacity Check (Middle)

Applied Shear Force V_{Ed} = 21.0508 kN (Load Combination : 5+)
Shear Ratio by Conc V_{Ed}/V_{Rdc} = 21.0508 / 229.868 = 0.092
Shear Ratio by (V_{Rds} ; V_{Rdmax}) V_{Ed}/V_{Rds} = 21.0508 / 36.7920 = 0.572
Shear Ratio V_{Ed}/V_{Rd} = 0.092 < 1.000 O.K
($A_{sw}/H_{use} = 0.00033 \text{ m}^2/\text{m}$, 2-P8 @300)

9.4 VERIFICA SOLETTA

La soletta è stata verificata nella condizione peggiore di carico ottenuto posizionando l'impronta di carico 40x40 cm prevista dalla normativa per la condizione di carico 1 nella mezzeria della soletta. A differenza del carico previsto dalla normativa, nell'ipotesi di transito di mezzi fino a 12 t, è stato considerato il carico agente sull'impronta di carico pari a 4 t amplificato con il coefficiente dinamico di 1,25.

La soletta è stata considerata come semplicemente appoggiata sulle travi longitudinali.

Il carico è stato distribuito considerando la stratigrafia dell'impalcato. La diffusione del carico è stata considerata secondo un angolo di 45° , attraverso la pavimentazione e fino al piano medio della struttura della soletta sottostante.

La soletta è stata verificata considerando l'armatura trasversale rilevata durante le indagini strutturali: : barre lisce $\phi 12$ a passo 10 cm.

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

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

TITOLO :

N° strati barre 1 Zoom

N°	b [cm]	h [cm]
1	100	20

N°	As [cm²]	d [cm]
1	10.18	17

Sollecitazioni

S.L.U. Metodo n

N_{Ed} 0 kN
M_{xEd} 36.6 kNm
M_{yEd} 0

P.to applicazione N

Centro Baricentro cls
Coord. [cm] xN 0 yN 0

Tipo rottura

Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

Materiali

barre ponti ponte 3

ϵ_{su} 67.5 ‰ ϵ_{c2} 2 ‰
 f_{yd} 250 N/mm² ϵ_{cu} 3.5 ‰
 E_s 200.000 N/mm² f_{cd} 24 N/mm²
 E_s/E_c 15 f_{cc}/f_{cd} 0.8
 ϵ_{syd} 1.25 ‰ $\sigma_{c,adm}$ 9.5 N/mm²
 $\sigma_{s,adm}$ 120 N/mm² τ_{co} 0.5867
 τ_{c1} 1.8

M xRd 41.87 kN m

σ_c -24 N/mm²
 σ_s 250 N/mm²
 ϵ_c 3.5 ‰
 ϵ_s 42.09 ‰
d 17 cm
x 1.305 x/d 0.07678
 δ 0.7

Tipo Sezione

Rettan.re Trapezi
a T Circolare
Rettangoli Coord.

Metodo di calcolo

S.L.U. + S.L.U.
Metodo n

Tipo flessione

Retta Deviata

N° rett. 100

Calcola MRd Dominio M-N

L₀ 0 cm Col. modello

Precompresso

Verifica sezione soletta

La soletta risulta verificata.

9.5 PROVA DI CARICO

Nell'ambito delle indagini svolte sul manufatto è stata anche eseguita una prova di carico statica (si veda relazione allegata).

Ai fini dell'esecuzione della prova di carico, la struttura è stata verificata per il passaggio di un autocarro di massa complessiva pari a 25 t, utilizzato per l'esecuzione della prova di carico statico.

9.6 VERIFICA SISMICA DEI PILASTRI

La verifica sismica viene di seguito delineata con riferimento ai pilastri delle pile che risultano particolarmente esposti a questa tipologia di azione. Per quanto riguarda l'impalcato si rileva certamente la necessità di riconsiderare i vincoli in corrispondenza delle spalle ove non sono presenti ritegni in senso trasversale.

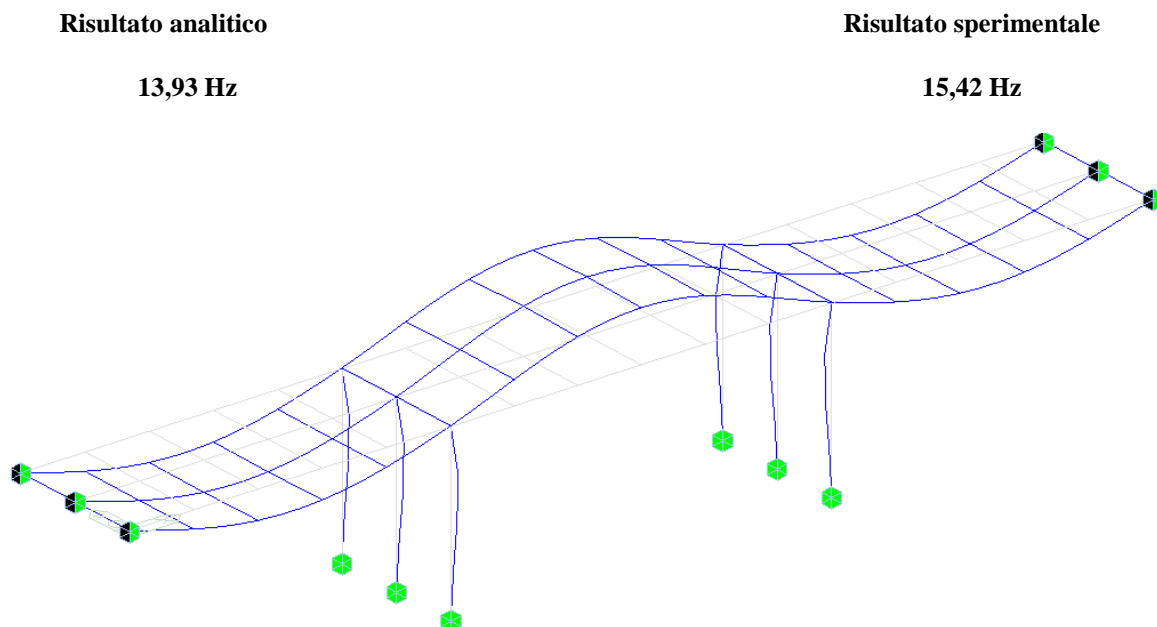
Per quanto riguarda l'azione sismica, non essendo l'impalcato connesso nel piano orizzontale alle spalle, tutta la forza orizzontale viene prudenzialmente ritenuta scaricata a terra mediante le pile centrali.

Per una prima valutazione delle risorse sismiche del manufatto, è stata condotta la verifica dei pilastri ipotizzati incastrati sul loro basamento, eseguita mediante il modello FEM sviluppato ed effettuando un'analisi dinamica lineare con spettro di risposta.

L'analisi dinamica modale consiste nelle seguenti fasi di lavoro:

- nella determinazione dei modi di vibrare della costruzione (analisi modale);
- nel calcolo degli effetti dell'azione sismica, rappresentata dallo spettro di risposta di progetto, per ciascuno dei modi di vibrare individuati;
- nella combinazione di questi effetti;
- nella verifica di degli elementi in oggetto.

Si osserva che l'analisi modale numerica fornisce valori che corrispondono piuttosto bene alle frequenze naturali e corrispondenti deformate modali rilevate sperimentalmente (per i dettagli dell'analisi modale sperimentale si veda la relazione allegata P&P RdP-394-2019) a conferma dell'adeguatezza del modello FEM utilizzato per le valutazioni analitiche:

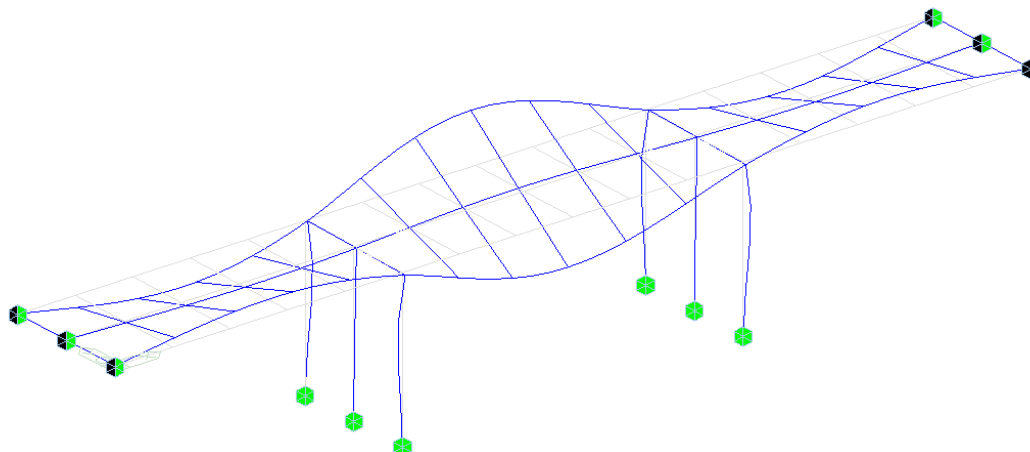


Risultato analitico

17,04 Hz

Risultato sperimentale

18,76 Hz



Sono stati considerati tutti i modi con massa partecipante significativa. Gli spettri di risposta sono stati definiti sulla base dei seguenti parametri:

Classe d'uso: II

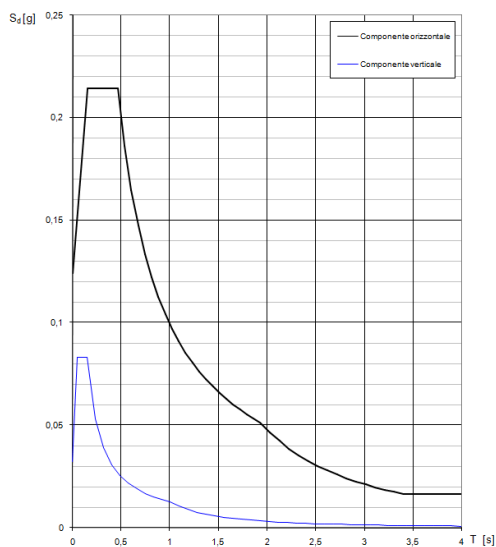
Vn: 50 anni

Luogo: Castelnuovo Bocca d'Adda (LO)

Categoria terreno: C

Categoria topografica: T1

Di seguito si riportano gli spettri allo stato limite SLV verticale ed orizzontale.

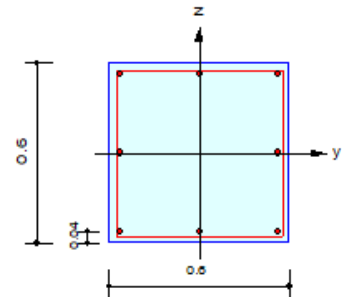


Spettri allo stato limite SLV verticale ed orizzontale

Segue la verifica dei pilastri:

1. Design Condition

Design Code : Eurocode2:04 & NTC2018 UNIT SYSTEM : kN, m
Member Number : 194 (PM), 219 (Shear)
Material Data : $f_{ck} = 16600$, $f_{yk} = 252000$, $f_{yw} = 219000$ KPa
Column Height : 1.1575 m
Section Property : pilastro 60x60 (No : 5)
Rebar Pattern : 8 - 3 - P20 $A_{st} = 0.002512 \text{ m}^2$ ($R_{hst} = 0.007$)



2. Applied Loads

Load Combination : 24 AT (I) Point
 $N_{Ed} = 134.972 \text{ kN}$ $M_{Edy} = 84.2590 \text{ kN-m}$ $M_{Edz} = 259.514 \text{ kN-m}$
 $M_{Ed} = \sqrt{M_{Edy}^2 + M_{Edz}^2} = 272.850 \text{ kN-m}$

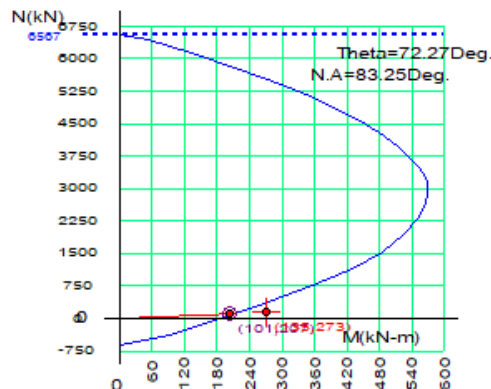
3. Axial Forces and Moments Capacity Check

Concentric Max. Axial Load $N_{Rdmax} = 6567.32 \text{ kN}$
Axial Load Ratio $N_{Ed}/N_{Rd} = 134.972 / 101.437$
Moment Ratio $M_{Ed}/M_{Rd} = 272.850 / 206.653$
 $M_{Edy}/M_{Rdy} = 84.2590 / 62.9316$
 $M_{Edz}/M_{Rdz} = 259.514 / 196.838$

$= 1.331 > 1.000 \dots \text{N.G.}$
 $= 1.320 > 1.000 \dots \text{N.G.}$
 $= 1.339 > 1.000 \dots \text{N.G.}$
 $= 1.318 > 1.000 \dots \text{N.G.}$

coefficienti di
sfruttamento > 1

4. M-N Interaction Diagram



$N_{Rd}(\text{kN})$	$M_{Rd}(\text{kN-m})$
6567.32	0.00
6138.51	134.27
5421.88	297.93
4775.35	412.84
4204.01	488.52
3743.19	534.38
3478.95	555.02
3171.56	568.60
2652.48	564.14
1962.56	524.48
1160.18	431.07
285.06	249.66
-633.02	0.00

5. Shear Force Capacity Check (End)

Applied Shear Force $V_{Ed} = 105.022 \text{ kN}$ (Load Combination : 24)
Shear Ratio by Conc $V_{Ed}/V_{Rdc} = 105.022 / 193.538 = 0.543$
Shear Ratio by (V_{Rds} ; V_{Rdmax}) $V_{Ed}/V_{Rds} = 105.022 / 36.7920 = 2.854$
Shear Ratio $V_{Ed}/V_{Rd} = 0.543 < 1.000 \dots \text{O.K.}$
($A_{sw}/H_{use} = 0.00033 \text{ m}^2/\text{m}$, 2-P8 @300)

6. Shear Force Capacity Check (Middle)

Applied Shear Force $V_{Ed} = 105.022 \text{ kN}$ (Load Combination : 24)
Shear Ratio by Conc $V_{Ed}/V_{Rdc} = 105.022 / 194.267 = 0.541$
Shear Ratio by (V_{Rds} ; V_{Rdmax}) $V_{Ed}/V_{Rds} = 105.022 / 36.7920 = 2.854$
Shear Ratio $V_{Ed}/V_{Rd} = 0.541 < 1.000 \dots \text{O.K.}$
($A_{sw}/H_{use} = 0.00033 \text{ m}^2/\text{m}$, 2-P8 @300)

I risultati ottenuti hanno evidenziato un coefficiente di sfruttamento maggiore dell'unità, a significare che la verifica dei pilastri non ha avuto esito positivo. Il coefficiente di sfruttamento massimo è pari a 1,34 (si veda il riquadro sopra evidenziato) I pilastri potrebbero indicativamente essere ritenuti positivamente verificati per circa il 80 % dell'azione sismica di progetto.

Si osserva inoltre che per la presenza di acqua alla prevedibile profondità di posa delle fondazioni e terreni medio-fini non è possibile escludere del tutto la possibilità di liquefazione dei terreni ("riduzione di resistenza e/o di rigidità causata durante il moto sismico dall'aumento di pressioni

interstiziali in terreni saturi non coesivi”). Anche per quanto riguarda questi aspetti si rimanda a più approfonditi accertamenti che potrebbero essere svolti insieme a quelli finalizzati alla verifica dello stato delle fondazioni.

9.7 VERIFICA DELLE PILE PER AZIONI IDRODINAMICHE

Per quanto concerne le valutazioni di carattere idraulico bisogna tener presente che il corso d'acqua in questione è un canale scolmatore regolato da specifiche modalità di utilizzo e che le finalità delle considerazioni di interesse possono essere ricondotte nel caso specifico di ponte esistente, solamente alla determinazione delle spinte della corrente sulle pile in alveo agli effetti della stabilità dell'opera. La pressione idrostatica è stata valutata sulla base della seguente formulazione:

$$p = 0.5 \cdot \rho \cdot C_D \cdot v^2 = 1.8 \text{ KN/m}^2$$

Dove:

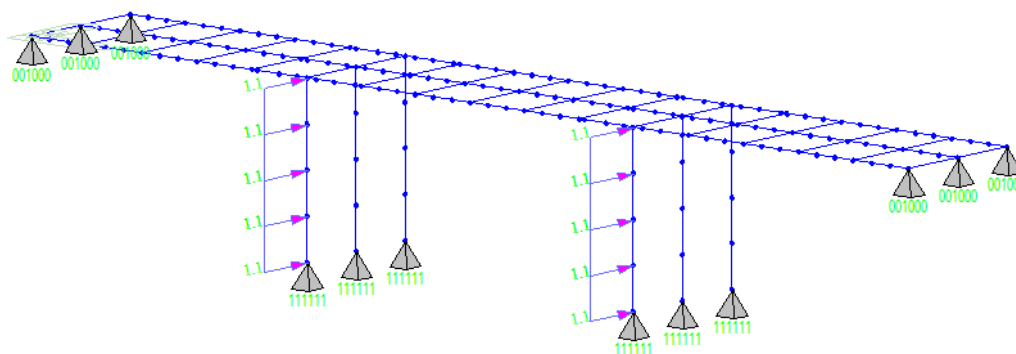
ρ = densità dell'acqua che può assumersi pari a $1 \text{ kN} \cdot \text{sec}^2/\text{m}^3$

C_D = coefficiente di forma delle pile interessate dalla corrente assunto pari a 0.9

v = velocità dell'acqua assunta pari a 2 m/sec

Tale pressione è stata applicata come uniformemente distribuita sulle pile (colonne di monte) ipotizzando che nell'evento di piena l'acqua raggiunga al massimo l'altezza dell'intradosso dell'impalcato.

Considerando la larghezza delle pile pari a 0.6 m, tale carico orizzontale è stato considerato nel modello numerico come un carico lineare pari a 1.1 kN/m.



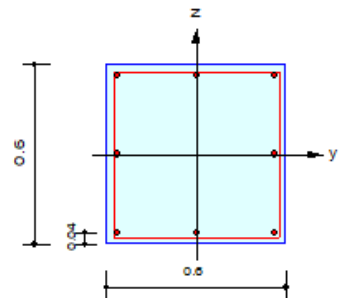
Spinte idrodinamiche considerate nell'analisi

Secondo quanto previsto dalle NTC2018, le azioni idrodinamiche devono essere combinate esclusivamente con le altre azioni variabili da traffico, adottando per queste ultime i coefficienti di combinazione ψ_1 .

Le pile e l'impalcato risultano verificati. Si riporta di seguito le verifiche eseguite per la colonna più sollecitata.

1. Design Condition

Design Code : Eurocode2:04 & NTC2018 UNIT SYSTEM : kN, m
Member Number : 193 (PM), 221 (Shear)
Material Data : $f_{ck} = 16600$, $f_{yk} = 252000$, $f_{yw} = 219000$ KPa
Column Height : 1.1575 m
Section Property : pilastro 60x60 (No : 5)
Rebar Pattern : 8 - 3 - P20 $A_{st} = 0.002512 \text{ m}^2$ ($R_{host} = 0.007$)



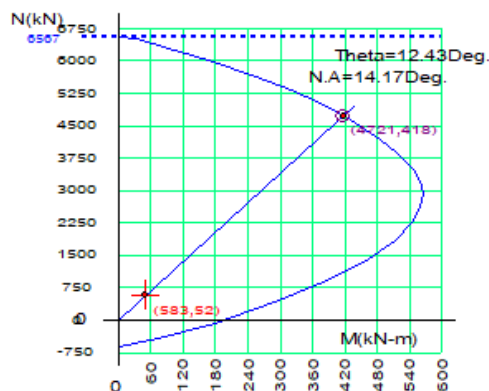
2. Applied Loads

Load Combination : 2- AT (I) Point
 $N_{Ed} = 582.649 \text{ kN}$ $M_{Edy} = 50.6235 \text{ kN-m}$ $M_{Edz} = 11.6530 \text{ kN-m}$
 $M_{Ed} = \sqrt{M_{Edy}^2 + M_{Edz}^2} = 51.9474 \text{ kN-m}$

3. Axial Forces and Moments Capacity Check

Concentric Max. Axial Load	N_{Rdmax}	= 6567.32 kN	
Axial Load Ratio	N_{Ed}/N_{Rd}	= 582.649 / 4721.46	= 0.123 < 1.000 O.K
Moment Ratio	M_{Ed}/M_{Rd}	= 51.9474 / 418.480	= 0.124 < 1.000 O.K
	M_{Edy}/M_{Rdy}	= 50.6235 / 408.668	= 0.124 < 1.000 O.K
	M_{Edz}/M_{Rdz}	= 11.6530 / 90.0923	= 0.129 < 1.000 O.K

4. M-N Interaction Diagram



$N_{Rd}(\text{kN})$	$M_{Rd}(\text{kN-m})$
6567.32	0.00
6314.57	94.15
5685.52	246.40
4968.26	380.84
4335.84	469.03
3832.27	520.74
3549.62	543.26
3217.63	558.87
2607.08	560.94
1846.24	512.37
939.82	388.54
-61.56	178.54
-633.02	0.00

5. Shear Force Capacity Check (End)

Applied Shear Force V_{Ed} = 22.7383 kN (Load Combination : 2+)
Shear Ratio by Conc V_{Ed}/V_{Rdc} = 22.7383 / 228.833 = 0.099
Shear Ratio by (V_{Rds} ; V_{Rdmax}) V_{Ed}/V_{Rds} = 22.7383 / 36.7920 = 0.618
Shear Ratio V_{Ed}/V_{Rd} = 0.099 < 1.000 O.K
($A_{sw-H_{use}} = 0.00033 \text{ m}^2/\text{m}$, 2-P8 @300)

6. Shear Force Capacity Check (Middle)

Applied Shear Force V_{Ed} = 22.7383 kN (Load Combination : 2+)
Shear Ratio by Conc V_{Ed}/V_{Rdc} = 22.7383 / 229.818 = 0.099
Shear Ratio by (V_{Rds} ; V_{Rdmax}) V_{Ed}/V_{Rds} = 22.7383 / 36.7920 = 0.618
Shear Ratio V_{Ed}/V_{Rd} = 0.099 < 1.000 O.K
($A_{sw-H_{use}} = 0.00033 \text{ m}^2/\text{m}$, 2-P8 @300)

Si osserva inoltre che lo stato di conservazione del manufatto non presenta situazioni riconducibili a carenze legate a spinte idrodinamiche eccessive.

10. INTERVENTI DI MANUTENZIONE E RINFORZO

Si evidenzia ancora che le verifiche effettuate sono state condotte assumendo necessariamente uno stato di conservazione ottimale, in quanto risulta assai difficile se non praticamente impossibile tener conto in modo corretto in fase di calcolo degli ammaloramenti eventualmente presenti.

Per questo motivo i risultati delle verifiche devono essere interpretati sulla base del reale stato della struttura. Ovvero, in relazione alle problematiche afferenti lo stato di conservazione del manufatto, affinché i risultati delle verifiche possano essere ritenuti applicabili, si dovrà sottoporre il ponte a risanamento in tempi brevi per essere riportato alle condizioni originarie.

Premesso quanto sopra, di seguito si riassumono le principali tipologie di degrado osservate sulla struttura. L'esatta collocazione delle zone ammalorate è ricostruita nelle tavole denominate "*Analisi e lettura del degrado*" presenti nella relazione allegata RdP-394-2019 relative alle indagini eseguite sul manufatto.

10.1 SINTESI DELLE CONDIZIONI DI AMMALORAMENTO

Travi

Sono state individuate le aree caratterizzate da calcestruzzo ammalorato a causa della corrosione delle armature e successiva espulsione del copriferro. Presta particolare apprensione lo stato della trave T1SX per la quale lo stato di ammaloramento del calcestruzzo appare sensibilmente avanzato al punto che alcune barre risultano non aderenti con il calcestruzzo per buona parte del loro sviluppo.



Trave T1SX

Soletta

La soletta risulta ammalorata in ampie aree in prossimità degli scoli dell'acqua piovana dall'impalcato. Lo stato di degrado delle barre di armatura più vicine agli scoli risulta fortemente avanzato. L'area resistente di alcune barre risulta completamente compromessa.



Ammaloramenti soletta

Pile

Le pile non presentano evidenti stati di degrado. Tuttavia non possono essere esclusi fenomeni quali l'erosione del calcestruzzo della porzione di struttura immersa in acqua e lo scalzamento del terreno in prossimità delle fondazioni. Pertanto, si ritiene che devono rientrare negli interventi di manutenzione anche le verifiche di fondazione descritti nei precedenti paragrafi inclusi gli accertamenti relativi ad una possibile liquefazione dei terreni.

Spalle

Per quanto riguarda le spalle, sono state osservate differenti condizioni di degrado tra la spalla destra (SPDX) e sinistra (SPSX) che risulta difficilmente compatibile con la simmetria della struttura, tant'è che le due condizioni sui due lati appaiono ascrivibili a fenomenologie parzialmente diverse.

La spalla SPSX presenta una significativa riduzione della sezione resistente a causa del distacco di una porzione di calcestruzzo al di sotto dell'appoggio delle travi dell'impalcato.





**Ammaloramenti spalla SPSX - si osserva la ripresa di getto sulla spalla appena
al di sotto del piano di intradosso dell'impalcato**

Inoltre, osservando i fianchi della spalla (solamente il lato di valle era ispezionabile), risultano presenti delle fessure a demarcazione della testa dell'impalcato.



Lato di valle Spalla SPSX

I fenomeni di degrado riscontrati potrebbero essere ricondotti sia alla bassa qualità del materiale che ai dettagli tecnici costruttivi adottati.

Dalle prove di caratterizzazione dei materiali eseguite, è risultato per la spalla sinistra un valore medio di resistenza a compressione pari a 15.9 MPa, mentre per la spalla destra 25.5 MPa. Il calcestruzzo di entrambe le spalle è inoltre caratterizzato dalla presenza di inerti tondeggianti anche di grossa pezzatura. Nonostante la modesta qualità del calcestruzzo (per la spalla ove sono presenti i più significativi distacchi di materiale la resistenza è di soli 15.9 MPa), il valore del carico verticale ad essa trasmesso dall'impalcato non risulterebbe comunque tale da giustificare sulla base del solo calcestruzzo tali ammaloramenti.

Al proposito si rileva che il getto di calcestruzzo in prossimità della zona degradata presenta una ripresa di getto, proprio laddove l'impalcato è stato realizzato a contatto con la spalla senza

prevedere connessioni adeguate a consentire la dilatazione termica dell'impalcato e ad assecondare la deformazione conseguente al passaggio di mezzi. I movimenti dell'impalcato hanno probabilmente contribuito a provocare nel tempo il degrado del calcestruzzo in prossimità del punto debole che sembra identificarsi probabilmente nella ripresa di getto.

Per quanto riguarda la spalla SPDX non sono stati individuati distacchi di calcestruzzo nella porzione di spalla adibita a supporto dell'impalcato. Sono tuttavia state riscontrate delle significative fessure verticali ai lati delle spalle, che a differenza di quanto riscontrato per la spalla SPSX, non sembrano interrompersi alla quota dell'impalcato ma piuttosto proseguire per tutta la porzione visibile delle pareti. Stante la presenza di terreno ai lati della spalla, non risulta possibile verificare con certezza fino a che punto tali fessure hanno compromesso la capacità portante della porzione di spalla a cui è affidato il compito di sostenere l'impalcato. Non risulta inoltre possibile valutare se tale dissesto abbia intaccato anche le fondazioni della spalla.



Lato di valle Spalla SPDX

Le fessurazioni sembrano dovute prevalentemente ad azioni orizzontali quali quelle provocate da traffico veicolare anche pesante. Tali azioni, non essendo presenti armature o altre forme efficaci di collegamento tra la spalla e i muri andatori, hanno attivato la resistenza a trazione del calcestruzzo che non è risultata in grado di mantenere il collegamento tra le murature frontali della spalla e i muri andatori.

Sul lato di monte della spalla destra, come evidente dalle seguenti figure, si è riscontrato un disassamento verticale (dell'ordine della decina di centimetri) tra le due porzioni di spalla separate dalla fessura. Da quanto si è potuto appurare, il disassamento sembra causato dal cedimento delle pareti laterali andatorie della spalla.



Disassamento lato di monte Spalla SPD e muro andatorio



Lato di monte Spalla SPD

I fenomeni di degrado presenti su entrambe le spalle sono stati presumibilmente amplificati dalle infiltrazioni d'acqua e dai conseguenti fenomeni di gelo e disgelo avvenuti durante i circa novant'anni di esercizio del ponte.

In sede di manutenzione dovrà essere verificato fino a che punto tali fessure hanno compromesso la capacità portante della spalla accertando se tale dissesto sia esteso fino alla base del muro.

Lo stato di ammaloramento riscontrato, non consente di escludere la possibilità che le attuali carenti condizioni di portanza strutturale dovute alle situazioni di degrado in atto possano anche peggiorare con una certa rapidità con possibile collasso della struttura.

In ogni caso prudenzialmente già da ora il ponte deve essere considerato non utilizzabile fino all'esecuzione degli interventi necessari a ripristinare le condizioni di originaria capacità portante dell'opera.

In sede di intervento di manutenzione dovranno anche essere ripensati i vincoli a livello delle spalle dove non sono presenti strutture di appoggio e neppure ritegni in senso trasversale.

Potrà anche essere valutata l'opportunità di prevedere dei giunti strutturali/ di dilatazione all'estremità dell'impalcato.

10.2 DESCRIZIONE DEGLI INTERVENTI

Per eliminare e porre rimedio alle carenze riscontrate si descrivono di seguito, in termini di indicazioni progettuali, alcuni possibili interventi da realizzare sul ponte. L'esatta definizione degli interventi, necessari per ripristinare la resistenza della struttura, non potrà prescindere da un progetto esecutivo. Pertanto, gli effettivi interventi da eseguire potrebbero anche subire variazioni rispetto a quanto preliminarmente di seguito indicato.

Si ritiene necessario intervenire sulle porzioni di travi e soletta ammalorate per cui è stato identificato un ammaloramento del calcestruzzo e corrosione delle barre d'armatura. Deve essere predisposto un intervento volto al ripristino della sezione resistente.

Questo potrà essere eseguito mediante le seguenti fasi:

- Demolizione del copriferro e rimozione dalla ruggine con sabbiatura, idroscarifica o pulizia meccanica;
- Sostituzione delle barre fortemente corrose (riduzione significativa della sezione resistente);*
- Applicazione di malta cementizia anticorrosiva atta a riportare il pH al di sopra di 12, livello minimo per garantire la non corrosione del ferro. Per assicurare alla malta cementizia anticorrosiva la possibilità di sviluppare efficacemente la sua proprietà anticorrosiva, è indispensabile che il ferro da trattare sia liberato dal calcestruzzo circostante deteriorato e carbonatato, da materiali incoerenti, grassi, olii e ruggine. Le armature aggiunte o sostituite devono essere preparate allo stesso modo;
- Ripristino del calcestruzzo (con malte cementizie a ritiro compensato). Per quanto riguarda la malta passivante, essa dovrà rispondere ai principi definiti nella EN 1504-9 ("Prodotti e sistemi per la protezione e la riparazione delle strutture in calcestruzzo: definizioni, requisiti, controllo di qualità e valutazione della conformità. Principio generali per l'uso dei prodotti e sistemi";

* In alternativa alla sostituzione delle barre fortemente corrose, si potrebbe prevedere il rinforzo strutturale mediante applicazione di materiali compositi FRP. Il rinforzo, che si ritiene necessario solamente sulle solette, dovrà essere applicato una volta ricostruita completamente la sezione in calcestruzzo.

Risulta inoltre necessario intervenire sulle cause del degrado della soletta, ovvero i pluviali di scolo dell'acqua. A tal fine potrebbe essere necessario intervenire liberando l'estradosso della soletta e predisporre (almeno localmente in prossimità dei fori di scolo) l'impermeabilizzazione della struttura e la disposizione di un nuovo pluviale. Si consiglia dunque l'esecuzione di un pozzetto

ispettivo sull'impalcato in prossimità di uno dei pluviali per verificare la condizione all'estradosso. Qualora non siano presenti situazioni significative di degrado del calcestruzzo all'estradosso dell'impalcato, potrebbe essere sufficiente intervenire solamente all'intradosso della soletta.

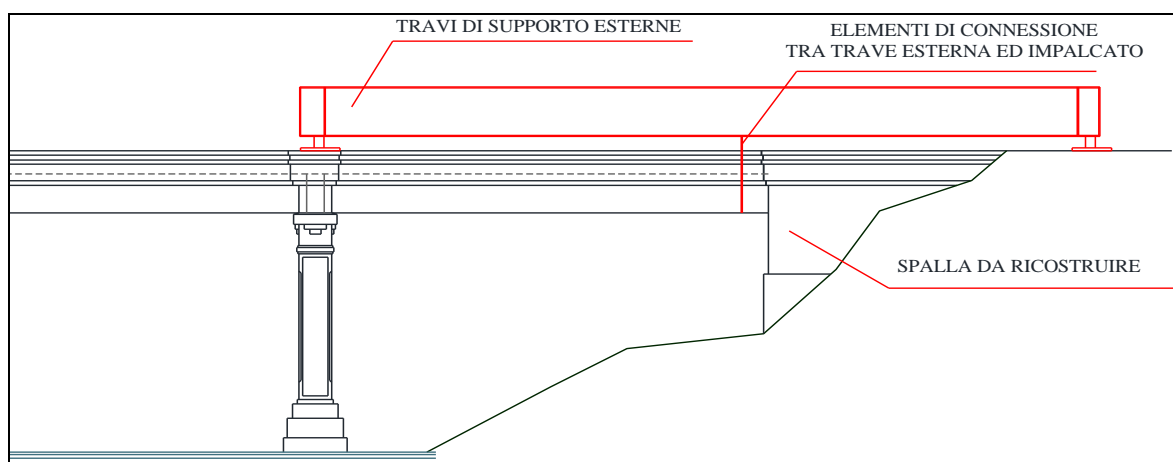
L'intervento da eseguire sulle spalle, la cui entità verrà definita in seguito ad una più accurata valutazione delle caratteristiche delle porzioni di struttura attualmente non visibili, si ritiene che comunque comporti la necessità di intervenire rinforzando entrambe le spalle. Tenuto conto della tipologia costruttiva si ritiene che potrebbe risultare necessario realizzare un nuovo elemento strutturale a cui adibire il compito di supporto dell'impalcato ed il trasferimento dei carichi verticali in fondazione.

Una plausibile modalità operativa, da valutare approfonditamente in fase di progetto potrebbe consistere nel realizzare nuovi elementi strutturali in sostituzione di quelli degradati, ovvero sostanzialmente della parete frontale di spalla e muri andatori. La sostituzione potrebbe essere agevolmente realizzata andando ad "appendere" l'impalcato, in fase di lavorazione, ad una struttura metallica temporaneamente posizionata all'estradosso del ponte.

Si vedano il seguente schema esemplificativo e l'immagine di un intervento analogo realizzato.



Esempio di struttura di supporto all'estradosso dell'impalcato (intervento analogo)



Schema di struttura di supporto all'estradosso dell'impalcato

In alternativa, potrebbe anche risultare valutabile una forse più semplice realizzazione di un getto integrativo volto ad aumentare e consolidare la sezione della struttura della spalla esistente.

La valutazione della soluzione più idonea non potrà prescindere da un approfondimento di conoscenza delle fondazioni esistenti, per poter meglio progettare la soluzione di rinforzo.

L'esatta definizione degli interventi, necessari per ripristinare la resistenza della struttura, non potrà prescindere da un progetto esecutivo. Pertanto, gli effettivi interventi da eseguire potrebbero anche subire variazioni rispetto a quanto preliminarmente indicato.

Stima indicativa dei costi degli interventi indicati:

Intervento	Costo stimato
Ripristino impalcato (travi e soletta)	25.000,0 €
Intervento su pluviali (N.8) con impermeabilizzazione locale impalcato	16.000,0 €
Rinforzo di entrambe le spalle	90.000,0 €
<p>Note:</p> <ul style="list-style-type: none"> - escluso creazione di idoneo piano di lavoro sottostante l'impalcato e/o impiego di by bridge; - esclusi interventi in fondazione da valutare in seguito ad accertamenti; - escluso eventuale revisione delle condizioni di appoggio dell'impalcato sulle spalle; - esclusa eventuale realizzazione di nuovi giunti. 	

11. OSSERVAZIONI CONCLUSIVE

Le indagini eseguite in situ, e descritte nella relazione allegata, hanno permesso di definire la geometria della struttura, le caratteristiche dei materiali, la stratigrafia dell'impalcato, l'armatura presente nelle travi e nei pilastri, nonché di descrivere lo stato di conservazione e le condizioni di ammaloramento del manufatto esistente. Le informazioni così raccolte, sono state utilizzate per la predisposizione di un modello FEM utilizzato per l'analisi della struttura.

La struttura è stata inizialmente verificata sulla base delle normative con ogni probabilità utilizzate in sede di originario dimensionamento progettuale (carichi identificati secondo la Normale n°8 del 1933 e sforzo ammissibile per i materiali definiti secondo il R.D.L. 29 luglio 1933 n.1213) e dei metodi di progetto al tempo utilizzati (tensioni ammissibili). I risultati dell'analisi hanno confermato che l'impalcato del ponte è stato correttamente dimensionato per i carichi previsti dalla Normale n°8 del 1933 per "strada piccolo traffico".

La struttura in esame è stata anche valutata e verificata secondo la norma vigente. Basandosi sul capitolo 8 delle NTC2018 (capitolo inerente le costruzioni esistenti) la struttura è stata analizzata assumendo un livello di conoscenza LC2. Le proprietà dei materiali considerate nell'analisi sono state definite sulla base dei valori medi ottenuti dalle prove sperimentali.

I calcoli sono stati condotti facendo riferimento ai due seguenti schemi di carico corrispondenti a due distinte situazioni oggettivamente identificabili:

Schema 1: colonna di autocarri a due assi di peso complessivo pari a 12 t distribuiti secondo il modello disposto dalla normativa di progetto d'origine della struttura. Considerando che la larghezza massima della superficie carrabile pari a 4,90 m, l'impalcato risulta compatibile con una sola corsia di transito.

Schema 2: carico distribuito da folla secondo il valore oggi vigente di 5 kN/mq applicato a tutto l'impalcato.

Per questi due schemi di carico, il ponte in oggetto è stato verificato con esito positivo, nell'ipotesi che tutte le parti ammalorate vengano previamente riparate in modo tale da restituire all'opera l'originaria condizione.

Sono quindi state descritte le attività di manutenzione straordinaria / rinforzo che si ritengono necessarie.

Pertanto, in conclusione ed in sintesi, a seguito degli interventi di manutenzione e rinforzo potrà essere apposto sul ponte il divieto di transito a veicoli con massa superiore ai 12 t. In considerazione del pessimo stato di conservazione di alcune parti dell'opera e in particolare della grave condizione di degrado strutturale in cui versano le due spalle del manufatto, si ritiene necessario che venga sospeso l'utilizzo del ponte.

RELAZIONE DI CALCOLO

**Esecuzione di indagini strutturali e progettazione adeguamenti ponti
sul colatore Gandiolo in comune di Castelnuovo Bocca d'Adda(LO)**

Analisi statica del Ponte n° 3

ALLEGATO:

RdP-394-2019: Indagini Diagnostiche e Conoscitive, prova dinamica e prova di carico statica sul Ponte n° 3 di proprietà AIPO, sito nel comune di Castelnuovo Bocca d'Adda (LO), Novembre 2019.


p.c.: AIPO Agenzia Interregionale per il Po

RAPPORTO TECNICO DI PROVA

Indagini Diagnostiche e Conoscitive, prova dinamica e prova di carico statica sul Ponte n° 3 di proprietà AIPO, sito nel comune di Castelnovo Bocca d'Adda (LO)



p.c.: AIPO Agenzia Interregionale per il Po

Documento RdP-394-2019	Data novembre 2019	Pagine relazione 63
Revisione -	Data revisione -	Allegati 1. Rapporti di prova 2. Piano delle Indagini 3. Tavole dei dettagli costruttivi 4. Tavole dell'analisi e della lettura del degrado
Il Responsabile Paolo Panzeri		

INDICE

1.	PREMESSE E SCOPI.....	4
1.1	Inquadramento territoriale	4
2.	REALAZIONE ILLUSTRATIVA	5
2.1	Descrizione dell’Opera	5
2.1.1	Elaborati grafici e documentazione storica.....	6
2.1.2	Resoconto Fotografico.....	7
3.	INDAGINI DIAGNOSTICHE E CONOSCITIVE STRUTTURALI.....	10
3.1	Rilievi Geometrici	11
3.2	Stato di Conservazione e Rilievo delle Fessure.....	11
3.3	Esecuzione del pozzetto ispettivo	18
3.4	Rilievi dei dettagli costruttivi mediante indagini magnetometriche e scassi diretti.....	19
3.4.1	Modalità di Esecuzione	19
3.4.1.1	Resoconto fotografico	21
3.5	Caratterizzazione dei Materiali.....	22
3.5.1	Proprietà meccaniche dell’acciaio d’armatura	22
3.5.1.1	Prove di Durezza	22
3.5.1.2	Prelievo di barre d’armatura e prove di trazione	24
3.5.1.3	Classificazione dell’acciaio d’armatura.....	25
3.5.2	Proprietà meccaniche del Calcestruzzo	27
3.5.2.1	Prove non distruttive su calcestruzzo con metodo Son.Reb	27
3.5.2.2	Prelievo e prove di compressione su carote di calcestruzzo	38
3.5.2.3	Classificazione del calcestruzzo in opera	44
4.	INDAGINE GEORADAR	46
4.1	Strumentazione di misura ed acquisizione dati.....	46
4.2	Modalità di esecuzione dell’indagine	47
4.3	Risultati ottenuti	48
5.	PROVA DINAMICA.....	53
5.1	Attrezzatura di prova e modalità di registrazione	53
5.2	Sistema di registrazione.....	54
5.3	L’elaborazione dei dati	54
5.4	I modi sperimentali individuati.....	56
6.	PROVA DI CARICO STATICA.....	58

6.1	Modalità esecutive.....	58
6.2	Schemi di carico	60
6.3	Risultati ottenuti	61

ALLEGATI:

1. Rapporti di prova
2. Piano delle Indagini
3. Tavole dei dettagli costruttivi
4. Tavole dell'analisi e della lettura del degrado

1. PREMESSE E SCOPI

La presente relazione riferisce in merito ai risultati delle indagini diagnostiche e conoscitive, delle prove dinamiche e della prova di carico statico condotte presso il ponte di scavalco del Canale Tosi sito nel Comune di Castenuovo Bocca d'Adda (LO).

Le indagini sono state eseguite durante le seguenti giornate:

- 12 e 14 agosto 2019,
- 16 ÷ 19 settembre 2019,
- 24 ÷ 30 settembre 2019,
- 1 ÷ 10 ottobre 2019,
- 15 ÷ 17 ottobre 2019.

Le indagini hanno interessato globalmente il manufatto. Le operazioni sono state eseguite dai tecnici specializzati della P&P Consulting Engineers di Seriate (BG) per conto della spettabile AIPO Agenzia Interregionale per il Po.

1.1 INQUADRAMENTO TERRITORIALE

Il Ponte n°3 è un manufatto di attraversamento del canale Tosi, che collega il Comune di Castenuovo Bocca d'Adda alla zona agricola a nord del canale. Per la presenza di importanti attività agricole nell'area, il ponte è frequentemente attraversato da mezzi agricoli di dimensioni e pesi rilevanti. Di seguito si riporta l'inquadramento territoriale.



Latitudine: 45.115125°

Longitudine: 9.865478°

2. REALAZIONE ILLUSTRATIVA

Dalla committenza non è stata fornita alcuna documentazione tecnica inerente al progetto di costruzione del ponte. Non sono inoltre disponibili informazioni inerenti all'epoca di costruzione.

Da un'analisi storica eseguita, ed in particolar modo facendo riferimento al documento "La Bonifica idrica del basso Lodigiano nell'idea di Antonio Tosi" è emerso che il Canale Tosi fu realizzato come parte integrante di un'ampia opera idraulica volta alla bonifica del basso lodigiano. Secondo il citato documento, il progetto di tale opera idraulica fu sviluppato dall'Ing. Antonio Tosi nei primi anni del XX secolo. In dettaglio, il progetto generale dell'opera di bonifica fu presentato nel 1905 al Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici. Nel 1911, una apposita commissione tecnica revisionò il progetto Tosi, apportando alcune modifiche che di fatto hanno ricondotto all'assetto definitivo dell'opera realizzata.

Secondo il documento citato, l'ultimazione dei lavori di costruzione dell'intera opera idraulica ha richiesto circa 40 anni dall'approvazione per progetto. Il Canale Tosi venne realizzato tra il 1915 e il 1920.

Nel contempo l'allora Genio Civile provvide a più riprese al consolidamento ed al sopralzo delle arginature nel contesto delle opere di ripristino ed adeguamento delle altezze a seguito delle piene che avvennero nel 1917, 1928 e 1951.

Sulla base di testimonianze della popolazione dei comuni limitrofi è emerso che i ponti oggetto di analisi (tra cui il Ponte n°3), potrebbero essere stati edificati in seguito alla realizzazione del sottostante canale Tosi, e approssimativamente negli anni 30 del secolo scorso.

2.1 DESCRIZIONE DELL'OPERA

Il Ponte n°3 è costituito da n°3 campate caratterizzate dalle seguenti luci nette:

Campata DX: 8,13 m

Campata CENTRALE: 9,87 m

Campata SX: 8,13 m

L'impalcato stradale ha una larghezza complessiva pari a 5,51 m, mentre la superficie carrabile ha una larghezza massima di 4,90 m valutata come distanza tra i parapetti laterali.

La struttura portante è costituita da un impalcato in c.a. sorretto da n°3 travi principali in c.a. continue nelle 3 campate. L'impalcato è connesso in continuità strutturale con le spalle laterali e 2 pile centrali. Le spalle laterali sono realizzate in calcestruzzo di spessore pari a circa 100 cm come in seguito mostrato dai risultati delle prove eseguite con georadar. Le indagini eseguite mediante pacometro non hanno permesso di rilevare la presenza di barre d'armatura nelle spalle. Le pile

centrali sono composte da 3 pilastri affiancati (uno in corrispondenza di ogni trave) a pianta quadrata con lato della componente strutturale di 60 cm. Alla base dei 3 pilastri è presente un unico basamento (uno per ogni pila) posizionato all'interno del canale. La distanza tra l'estradosso del basamento e l'intradosso della soletta è pari a 4,95 m.

L'impalcato è caratterizzato da n°2 travi trasversali (in corrispondenza delle pile). Inoltre, in corrispondenza delle spalle, sono state rilevate delle barre di collegamento tra le travi longitudinali tali da ricreare una trave trasversale in sommità delle spalle.

Dalle indagini svolte è emerso che tutti gli elementi strutturali sono stati realizzati in continuità (non sono presenti appoggi o giunti), soluzione tipica delle strutture in cemento armato gettate in opera.

La stratigrafia dell'impalcato è stata ricostruita mediante l'esecuzione di un pozzetto in corrispondenza del quale sono state identificate anche le barre di armatura all'estradosso dell'impalcato (armatura superiore delle travi). Lo spessore della soletta è risultato essere pari a 20 cm, mentre l'altezza del pacchetto non strutturale, comprensiva dello strato di usura, del binder, del misto stabilizzato e del massetto è risultata pari a 25 cm.

2.1.1 Elaborati grafici e documentazione storica

L'identificazione del periodo storico di costruzione dell'opera è stata svolta sulla base del seguente documento:

“Bonifica idrica del basso Lodigiano nell'idea di Antonio Tosi”, Ettore Fanfani, Prima edizione Maggio 2010, Stampato in proprio dal Consorzio di Bonifica Muzza Bassa Lodigiana in numero limitato di copie (consultabile al seguente link http://www.muzza.it/download.php?id_root=1).

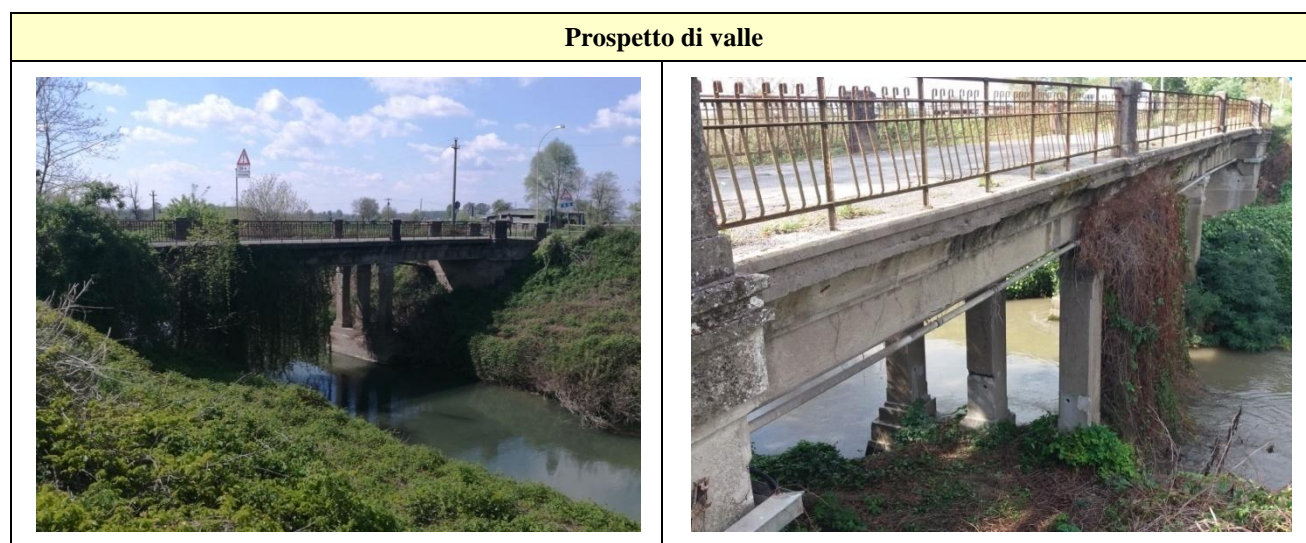
I seguenti documenti inerenti allo stato di conservazione dei ponti oggetto d'indagine, sono stati forniti dal Committente.

DATA	NOME	CONTENUTO	Autore
02/08/2012	Relazione descrittiva e proposta di verifica strutturale	Perizia statica preliminare per la valutazione della funzionalità dei quattro ponti siti sul canale Tosi nel tratto compreso tra il comune di Meleti e il comune di Castelnuovo Bocca d'Adda (LO)	GEOLAMBDA
02/08/2012	Tav01 inquadramento	Inquadramento territoriale	GEOLAMBDA
02/08/2012	Tav02 PONTE 1	PONTE 1 – STATO DI FATTO: PLANIMETRIA, PROSPETTI, SEZIONI	GEOLAMBDA
02/08/2012	Tav02 PONTE 2	PONTE 2 – STATO DI FATTO: PLANIMETRIA, PROSPETTI, SEZIONI	GEOLAMBDA
02/08/2012	Tav02	PONTE 3 – STATO DI FATTO:	GEOLAMBDA

	PONTE 3	PLANIMETRIA, PROSPETTI, SEZIONI	
02/08/2012	Tav02 PONTE 4	PONTE 4 – STATO DI FATTO: PLANIMETRIA, PROSPETTI, SEZIONI	GEOLAMBDA
8/10/2014	Relazione di servizio n°1	Monitoraggio opere idrauliche (arginature e relative sponde) di II Categoria, dello Scolmatore Venere	Dot. Alessandro Morgese (AIPo) Ing. Gaetano La Montagna (AIPo) Ing. Sara Melone (AIPo)
10/11/2014	Relazione di servizio n° 4	Monitoraggio Opere Idrauliche (arginature e relative sponde, ponti e salto idraulico) di II Categoria, del Canale Tosi nel tratto compreso tra il comune di Meleti e lo sbocco nel Fiume Po, in comune di Castelnuovo Bocca d'Adda (LO).	Dot. Alessandro Morgese (AIPo) Ing. Gaetano La Montagna (AIPo) Ing. Sara Melone (AIPo)

2.1.2 Resoconto Fotografico

Di seguito si riportano alcune immagini rappresentative della struttura in oggetto.



Prospetto di monte



Impalcato stradale



Pila destra



Pila sinistra



Spalla destra



Spalla sinistra





3. INDAGINI DIAGNOSTICHE E CONOSCITIVE STRUTTURALI

Di seguito si affrontano e descrivono le prove e le indagini eseguite per la caratterizzazione dei materiali e la definizione dei dettagli costruttivi e delle geometrie strutturali, l'ubicazione dei punti d'indagine è contenuta nelle tavole grafiche fornite in allegato.

Nella tabella di seguito si elencano in sintesi le indagini effettuate per la caratterizzazione del materiale.

PIANO DELLE INDAGINI	
Tipologia di indagine	Quantità
Indagini SonReb combinate sclerometriche ed ultrasoniche su calcestruzzo	36
Prove con durometro per la determinazione delle caratteristiche meccaniche dell'acciaio di armatura	8
Prelievo di campioni di calcestruzzo tramite carotaggio per prova di laboratorio e misura del livello di carbonatazione	13
Prelievo di barre d'armatura per prove di trazione in laboratorio	2

3.1 RILIEVI GEOMETRICI

Contestualmente alle fasi di indagini sono stati eseguiti i rilievi geometrici delle strutture utilizzando strumenti quali longimetri rigidi e flessibili e distanziometri LASER con risoluzione millimetrica.

Le operazioni hanno previsto l'integrazione del rilievo geometrico esistente mediante il controllo dello stato di fatto raffrontato ai disegni e agli schemi costruttivi documentati.

3.2 STATO DI CONSERVAZIONE E RILIEVO DELLE FESSURE

Nelle tavole allegate sono identificate le porzioni di struttura per cui sono state rilevate delle situazioni di degrado degli elementi strutturali.

La struttura portante del Ponte n°3 presenta uno stato di degrado diffuso delle travi (in particolar modo della campata centrale e sinistra) della soletta e della spalla sinistra.

Dall'ispezione visiva eseguita sul Ponte n°3 sono emerse le seguenti problematiche:

1. Distacco del copriferro e corrosione delle barre di armatura della soletta in prossimità dei fori adibiti a scarico dell'acqua piovana. Le pendenze dello strati di usura del manto stradale, convogliano l'acqua in prossimità delle travi di bordo. L'acqua che non defluisce dall'impalcato scorrendo sull'estradosso delle travi di bordo, filtra nell'impalcato e viene convogliata grazie alle pendenze del massetto presso dei punti di scolo interni del solaio posizionati tra le travi portanti dell'impalcato. In totale sono presenti 14 "pluviali di scolo".



Impalcato stradale

Le seguenti immagini mostrano le porzioni di soletta degradate della campata centrale.



Dettagli della soletta degradata della campata centrale

Le seguenti immagini mostrano le porzioni di soletta degradate della campata centrale.



Dettagli della soletta degradata della campata sinistra

La soletta della campata destra non mostra evidenti situazioni di degrado.



Soletta della campata sinistra

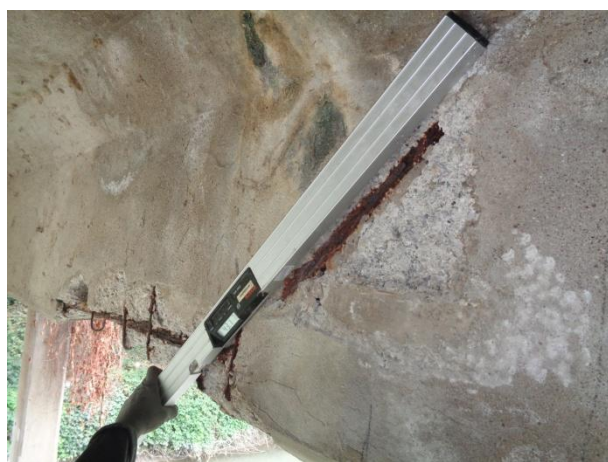
2. Distacco del copriferro e corrosione delle barre di armatura della travi dell'impalcato.



Trave T1SX



Trave T3SX



Trave T1C



Trave T2C



Trave T3C

Sono inoltre state osservate evidenti fessurazioni del copriferro di alcune travi, ad indicare che il fenomeno di corrosione delle barre di armatura è in corso, ma non ancora al punto tale di espellere il calcestruzzo del copriferro.



Trave T2C

Distacco del copriferro e corrosione delle barre di armatura della trave di bordo in prossimità della trave T3SX.



Trave di bordo in prossimità della trave T1SX



Trave di bordo in prossimità della trave T3SX



Trave di bordo in prossimità della trave T3DX

3. Espulsione del calcestruzzo della spalla in prossimità della connessione tra travi e spalla per una profondità massima di 30 cm.



Spalla SPSX

4. Fessurazione delle pareti laterali in calcestruzzo parallele all'impalcato del ponte. In corrispondenza della spalla destra (SPDX), sono presenti fessure sia sul lato di valle che di monte caratterizzate da un apertura massima in sommità pari a 6 cm. Tali fessure sono presenti anche sulla spalla sinistra con apertura in sommità di ampiezza pari a 5 cm.



Spalla SPSX



Spalla SPDx

Non sono state rilevate barre di collegamento tra la spalla e i muri laterali. Lo stato fessurativo riscontrato potrebbe essere causato dal cedimento del terreno e conseguente rotazione delle pareti laterali (non legate alla spalla) oltre che alla rotazione dell'impalcato.

3.3 ESECUZIONE DEL POZZETTO ISPETTIVO

Al fine di identificare la stratigrafia dell'impalcato stradale è stato eseguito un pozzetto ispettivo. Lo scavo realizzato ha permesso di liberare l'estradosso degli elementi strutturali. Ciò ha consentito di eseguire uno scasso per il rilievo diretto dell'armatura presente.



Pozzetto ispettivo



Ripristino del pozzetto

La stratigrafia rilevata è schematizzata nelle tavole allegate.

3.4 RILIEVI DEI DETTAGLI COSTRUTTIVI MEDIANTE INDAGINI MAGNETOMETRICHE E SCASSI DIRETTI

Il rilievo delle armature è stato effettuato laddove possibile mediante metodi di indagine non distruttivi con pacometro, integrato da esami diretti distruttivi localizzati per una migliore identificazione delle barre di armatura. In una prima fase è stata effettuata l'indagine pacometrica per l'identificazione della maglia strutturale ed, infine, lo scasso localizzato per consentire la misura diretta del diametro dei tondini longitudinali e trasversali. I punti di indagine ed i risultati ottenuti sono riportati nelle tavole grafiche fornite in allegato.

3.4.1 Modalità di Esecuzione

Lo strumento per l'indagine pacometrica si basa sull'applicazione della tecnica induttiva, che sfrutta la variazione del flusso magnetico generato da un magnete posto sulla superficie del calcestruzzo perturbato dalla presenza delle barre metalliche incluse nel conglomerato. L'intensità del flusso magnetico dipende non solo della presenza delle barre ma anche dallo spessore del copriferro e dal diametro delle stesse barre. Ne deriva pertanto che l'intensità del segnale e conseguentemente la

capacità di individuare barre d'armatura e l'incertezza di misura, risultano condizionate dall'eventuale presenza di altro materiale conduttore posto in vicinanza (ad esempio presenza di armature vicine a quelle in esame e poste a distanza indicativamente inferiore a 400 mm). Altri fattori che possono influenzare l'incertezza di misura sono la profondità del ricoprimento di calcestruzzo (ovvero il copriferro) e la stessa consistenza del calcestruzzo investigato.

Di seguito si fornisce un grafico che illustra indicativamente la capacità della strumentazione di individuare la presenza di barre d'armatura in funzione della profondità di copertura, indicando anche l'accuratezza attesa dalla misurazione. Si osserva che il grafico vale nell'ipotesi che non vi siano errori indotti dalla presenza di armature vicine. Pertanto, nel caso di presenza di armature entro il raggio d'influenza (circa 400 mm), la capacità dello strumento di individuare correttamente la presenza e il diametro delle armature e la relativa accuratezza di misurazione, può risultare ulteriormente condizionata.

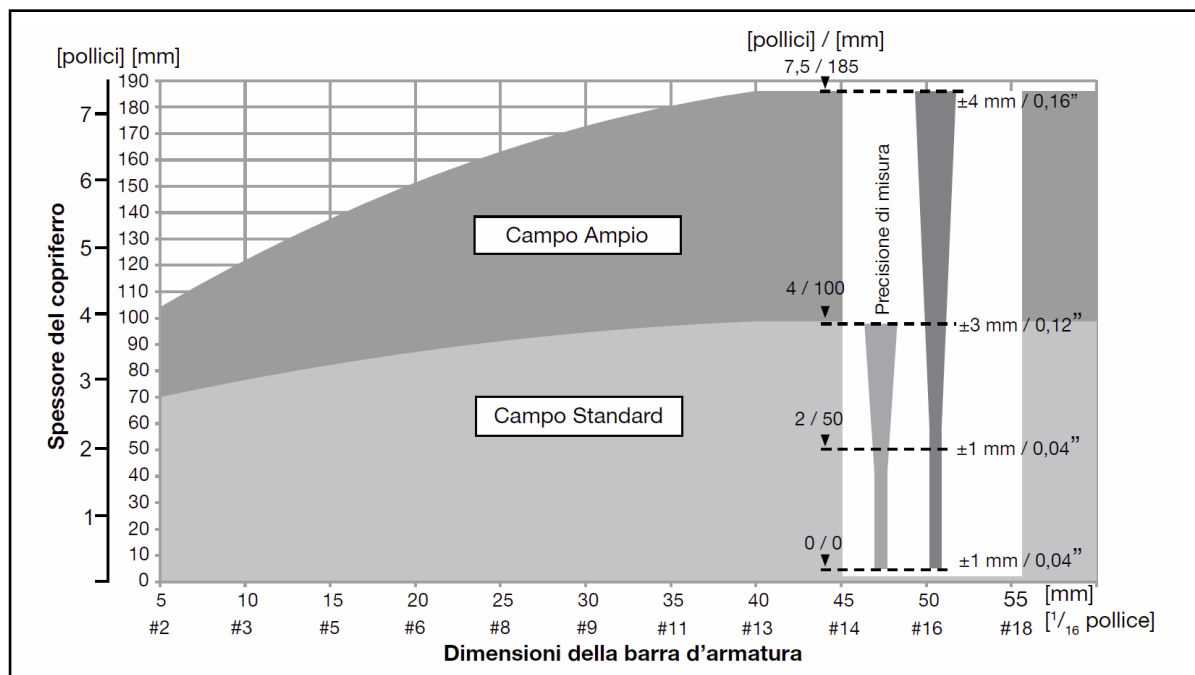


Diagramma dei campi di misura e precisione – Marca Proceq, modello Profoscope.

I rilievi dei ferri d'armatura sono stati indirizzati a individuare il numero, la posizione, il diametro e il copriferro dei tondini longitudinali e trasversali (staffe se presenti). Quindi si fornisce la misura del copriferro inteso come la distanza perpendicolare tra il piano tangente al diametro della barra e la superficie esterna del calcestruzzo.

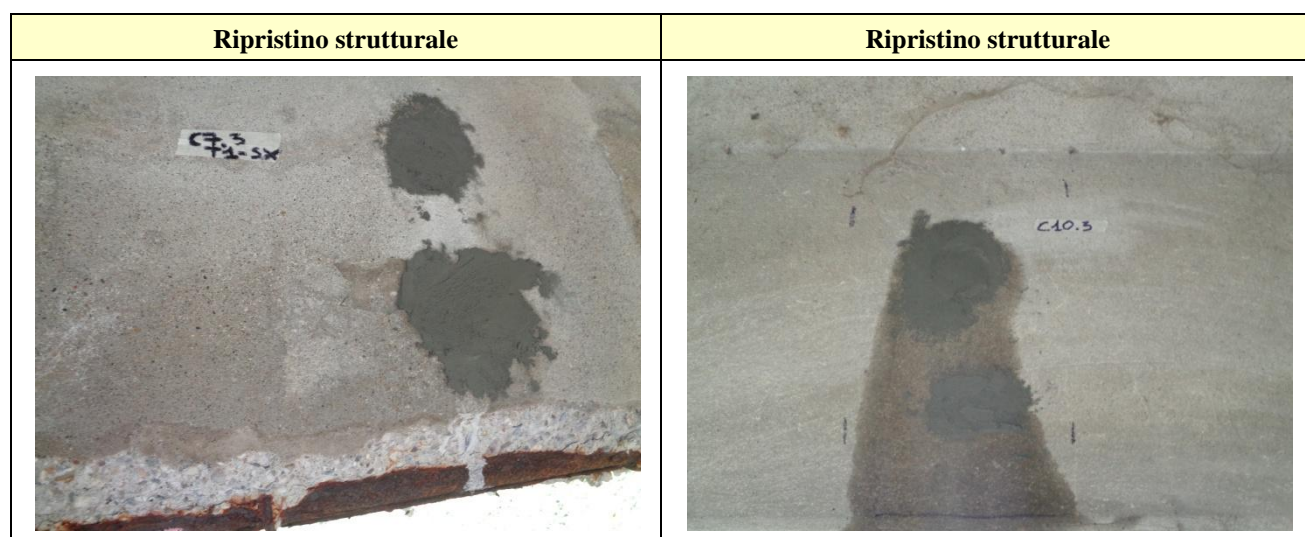
In parallelo alla ricerca dei ferri di armatura, sono stati compiuti rilievi geometrici utili per la misura delle principali dimensioni delle sezioni e in generale per la definizione delle principali geometrie strutturali.

I dettagli costruttivi rilevati sono illustrati nelle tavole allegate.

3.4.1.1 RESOCONTO FOTOGRAFICO

Di seguito si raccolgono alcune foto esemplificative delle fasi di rilievo geometrico, del rilievo diretto e indiretto delle armature e dei ripristini strutturali.

RESOCONTO FOTOGRAFICO	
Tracciamento barre rilevate con pacometro	Tracciamento barre rilevate con pacometro
	
Rilievo pendenza	Rilievo diretto aree degradate
	
Rilievo diretto della geometria	Rilievo diretto b'arre d'armatura
	



3.5 CARATTERIZZAZIONE DEI MATERIALI

Per quanto concerne i materiali, sono state condotte prove sperimentali distruttive e non distruttive sugli elementi strutturali verticali e orizzontali ritenuti più rappresentativi, in considerazione del concetto di ripetitività dei medesimi all'interno dello schema strutturale. Attraverso indagini e prove in campo e in laboratorio sono state determinate le caratteristiche di interesse e utili per le successive fasi di verifica.

3.5.1 Proprietà meccaniche dell'acciaio d'armatura

Per caratterizzare il tipo di acciaio utilizzato per le strutture in c. a. si sono effettuate prove non distruttive di durezza e prelievi di spezzoni di barre d'armatura per l'esecuzione delle prove di trazione in laboratorio. Dai documenti consultati non sono emerse le caratteristiche meccaniche dell'acciaio d'armatura.

3.5.1.1 PROVE DI DUREZZA

L'acciaio delle strutture oggetto di verifica è stato indagato con prove non distruttive con durometro. I punti di indagine sono indicati nel Piano delle Indagini in allegato con la sigla "DUR". La misura della durezza superficiale in sito dell'acciaio (resistenza che la superficie del materiale oppone alla sua penetrazione) consente di dedurre la classe di resistenza meccanica di rottura a trazione del materiale. Per l'esecuzione delle prove è stato utilizzato un durometro Leeb HN-D in grado di fornire direttamente a display la resistenza del materiale attraverso diverse scale di durezza. Di seguito alcune caratteristiche tecniche della strumentazione:

- Area di visualizzazione: da 0 fino a 999 HLD.
- Precisione: $\pm 6\text{HL}$ (prossimità 800 HLD).
- Direzione di misura: possibile in tutte le direzioni.
- LCD: ampio, (128 x 64 dot) LCD retroilluminato.
- Memoria dati: 500 gruppi di misura.

- I risultati di misura: HRC, HRB, HB, HV, HSD.
- Energia di impatto: 11N.
- Peso del corpo di rimbalzo: 5,5 g.
- Diametro della punta del sensore: 3mm, carburo di tungsteno.
- Durezza della punta del sensore: ≥ 1600 HV.
- Temperatura operativa: da -10°C fino a +60°C e umidità: dal 5% fino al 95%.

Una prima fase di ricerca dei tondini d'armatura mediante l'impiego di un pacometro permette di individuare la maglia d'armatura nell'elemento strutturale. In seguito, la demolizione controllata del copriferro, mediante attrezzature, consente di raggiungere l'armatura, avendo cura di lasciare il tondino annegato nel conglomerato lungo la superficie opposta a quella di prova, ciò assicura un contrasto solido durante la prova. Si esegue a questo punto la messa a nudo e la levigatura dell'acciaio impiegando una smerigliatrice angolare con disco abrasivo. Sulla superficie a lucine viene eseguita la prova con almeno cinque ripetizioni.

Nella tabella che segue vengono sintetizzati i risultati delle prove con durometro forniti secondo la scala Rockwell B "HRB" e riportati come media di più battute di misura (MIR) per ogni elemento esaminato.

PROVE DI DUREZZA SU BARRE D'ARMATURA											
ID	Elemento strutturale	Posizione	Ø [mm]	Tipo*	Battute (scala HRB)					MIR	f _{st armature} [MPa]
					1	2	3	4	5		
DUR1.3	Pilastro	P4DX	20	L (c)	55,5	57,8	59,7	58,7	55,4	57,4	320
DUR2.3	Pilastro	P4DX	20	L (c)	71,4	68,2	73,2	69,4	71,4	70,7	410
DUR3.3	Pilastro	P4DX	20	L (c)	61,2	66,2	65,0	69,4	66,2	65,6	370
DUR4.3	Trave	T1SX	30	L (c)	69,4	59,4	66,7	68,6	66,9	66,2	380
DUR5.3	Trave	T1SX	30	L (c)	78,1	79,7	76,0	76,3	74,6	76,9	460
DUR6.3	Trave	T1SX	30	L (c)	71,7	70,1	71,4	72,0	72,9	71,6	415
DUR7.3	Trave	T1SX	30	L (c)	70,2	72,2	75,0	71,2	69,6	71,6	415
DUR8.3	Trave	T1DX	30	L (c)	69,5	68,6	69,6	72,2	70,6	70,1	410
* (L) barra liscia, (AM) barra aderenza migliorata, rumi (R)											

Di seguito si riportano alcune immagini, a titolo esemplificativo, delle prove realizzate.



Esecuzione di prove con durometro

3.5.1.2 PRELIEVO DI BARRE D'ARMATURA E PROVE DI TRAZIONE

Sono stati eseguiti n. 2 prelievi di barre d'armatura da elementi in calcestruzzo armato. I punti di indagine sono segnalati nelle tavole tecniche in allegato con la sigla "PR". I prelievi sono stati eseguiti assicurandosi una lunghezza utile per essere sottoposti a prova di trazione.



Le prove di trazione sui campioni prelevati sono state condotte presso il Laboratorio Ufficiale Ministero LL.PP. Legge 1086/71 della P&P LMC secondo norma UNI EN 15630 – 1.

In allegato si riportano i Rapporti di Prova forniti dal Laboratorio certificato P&P LMC e nelle tabelle seguenti vengono raccolte le caratteristiche principali degli spezzoni estratti. Contestualmente si presentano in sintesi i risultati ottenuti dalle prove di laboratorio in termini di tensione di snervamento (f_y), tensione a rottura (f_{st}), allungamento percentuale (A_{gt}).

PROVE DI TRAZIONE SU BARRE D'ARMATURA								
ID	Elemento strutturale	Posizione	ϕ [mm]	Tipo*	L [mm]	f_y [MPa]	f_{st} [MPa]	A_{gt} [%]
PR 1.3	Pilastro	T1DX	6	L (c)	400	323	428,8	16,4
PR 2.3	Trave	P4DX	12	L (c)	300	283,9	447,9	15,7

* Tondini lisci (L), aderenza migliorata (AM), rumi (R); correnti (c), trasversali (t), staffe (st), (v) verticale e (o) orizzontale

Di seguito si riportano le immagini dei provini sottoposti a prova di trazione e dei punti di prelievo.

RESOCONTO FOTOGRAFICO
PR 1.3 - Punto di prelievo

PR 2.3 - Punto di prelievo con ripristino


3.5.1.3 CLASSIFICAZIONE DELL'ACCIAIO D'ARMATURA

I risultati derivanti dalle prove non distruttive e distruttive si raffrontano e combinano per effettuare la calibrazione delle prime, sulle seconde. Ove i valori siano tra loro simili si può ritenere che le medesime prove con durometro siano affidabili, pertanto non necessitano di correzioni. In seguito alle valutazioni preliminari, i valori di tensione di snervamento e di rottura si raffrontano con quelli

prescritti dalle normative vigenti all'epoca della costruzione dell'opera. In tal modo si risale alla classe di acciaio impiegata per la costruzione in oggetto.

La tabella di seguito riportata fornisce le caratteristiche dei ferri di armatura in funzione della data della normativa di riferimento:

			R.D.1907				
			Fe Omog.				
T.Ammissibile	σ	Kg/mm ^q	10				
			RD 1928 R.D.1932				
			Fe Omog.	Fe Colato			
T.Rottura	F _{tk}	Kg/mm ^q	38	50			
T.Snervamento	F _{yk}	Kg/mm ^q					
T.Ammissibile	σ	Kg/mm ^q	12	12			
Allungamento	A	%	27	21			
			R.D.1939				
			Acc.Dolce	Acc.Semid	Acc. Duro		
T.Rottura	F _{tk}	Kg/mm ^q	42-50	50-60	60-70		
T.Snervamento	F _{yk}	Kg/mm ^q	23	27	31		
T.Ammissibile	σ	Kg/mm ^q	14	16	20		
Allungamento	A	%	20	16	14		
			Circolare M.L.L.PP 1957				
			AQ 42	AQ 50	AQ 60	A.Spe. A	A.Spe. B
T.Rottura	F _{tk}	Kg/mm ^q	42	50	60	60	70
T.Snervamento	F _{yk}	Kg/mm ^q	23	27	31	44	51
T.Ammissibile	σ	Kg/mm ^q	14	16	20	22	26
Allungamento	A	%	20	16	14		
						R'ck>25	R'ck>35
			DM 1972 n.190				
			Fe B 22	Fe B 32	A 38	A 41	Fe B 44
T.Rottura	F _{tk}	Kg/mm ^q	34	50	46	50	55
T.Snervamento	F _{yk}	Kg/mm ^q	22	32	38	41	44
T.Ammissibile	σ	Kg/mm ^q	12	16	22	24	26
Allungamento	A	%	24	23	14	14	12
						R'ck>25	R'ck>25
						R'ck>25	R'ck>25
			DM 1974 --- DM 1976				
			Fe B 22k	Fe B 32k	Fe B 38k	Fe B 44k	
T.Rottura	F _{tk}	Kg/mm ^q	34	50	46	55	
T.Snervamento	F _{yk}	Kg/mm ^q	22	32	38	44	
T.Ammissibile	σ	Kg/mm ^q	12	16	22	26	
Allungamento	A	%	24	23	14	12	
						R'ck>25	R'ck>35

Evoluzione temporale delle indicazioni normative relative alla classificazione degli acciai di armatura

La correlazione tra le prove distruttive e quelle non distruttive avviene tramite la media degli indici di correlazione (ottenuti come rapporti tra i risultati delle prove di laboratorio e di durezza eseguite sul medesimo elemento). Andando a considerare l'intero ponte, risulta un acciaio in barre lisce che presenta valori di tensione minimo a snervamento pari a 283,9 MPa (per la prova PR1.3) e valore medio di 303,45 MPa. Il valore medio di resistenza a rottura, considerando le sole prove distruttive risulta essere pari a 438,35 MPa, mentre considerando sia le prove distruttive e non distruttive il valore medio risulta essere 436,0 MPa.

I valori ottenuti risultano dunque in linea sia con quanto previsto nel R.D. 1932 che per l'acciaio di tipo Dolce previsto nel R.D. 1939.

PROVE DI DUREZZA SU BARRE D'ARMATURA							CORRELAZIONE PROVE DI DUREZZA E PROVE DI TRAZIONE			
ID	Prova di trazione	Elemento strutturale	Posizione	Ø [mm]	Tipo *	f _{st_armature} [MPa]	f _{st_prova di trazione} [MPa]	C _{corr_medio}	f _{st} [MPa]	f _{st_media} [MPa]
	PR1.3	Pilastro	P5DX				428,8	1,1	428,8	436,0
DUR1.3		Pilastro	P4DX	20	L (c)	320			352,0	
DUR2.3		Pilastro	P4DX	20	L (c)	410			451,0	
DUR3.3		Pilastro	P4DX	20	L (c)	370			407,0	
DUR4.3		Trave	T1SX	30	L (c)	380			418,0	
DUR5.3		Trave	T1SX	30	L (c)	460			506,0	
DUR6.3		Trave	T1SX	30	L (c)	415			456,5	
DUR7.3		Trave	T1SX	30	L (c)	415			456,5	
DUR8.3	PR2.3	Trave	T1DX	30	L (c)	410	447,9		447,9	
* (L) barra liscia, (AM) barra aderenza migliorata, rumi (R) - correnti (c), trasversali (t), staffe (st), (v) verticale e (o) orizzontale										

3.5.2 Proprietà meccaniche del Calcestruzzo

Di seguito si descrivono i metodi e le modalità di prova utili alla caratterizzazione del c.a., in particolare sono state eseguite sia prove distruttive che non distruttive su calcestruzzo. Nel primo caso è avvenuta l'estrazione di carote, su cui è stata effettuata la misura della carbonatazione mediante analisi alla fenolftaleina e successiva prova di compressione. Nel secondo caso è stato applicato il metodo Son.Reb, ottenuto dall'integrazione delle prove sclerometriche con quelle soniche.

Inoltre, dalla documentazione consultata non è emersa alcuna informazione relativamente alla classe di resistenza del calcestruzzo impiegato.

3.5.2.1 PROVE NON DISTRUTTIVE SU CALCESTRUZZO CON METODO SON.REB

Di seguito si vanno ad affrontare le modalità di esecuzione delle prove sclerometriche e soniche sul calcestruzzo i cui risultati si combinano mediante il metodo Son.Reb. I punti indagati sono individuati nelle tavole allegate con la sigla "SR".

3.5.2.1.1 Prove sclerometriche

Sono state effettuate n. 36 prove sclerometriche sugli elementi in c.a. nei punti indicati nelle tavole tecniche relative all'ubicazione dei punti di indagine. Le indagini sono state contenute ai soli ambienti dove gli elementi in c. a. fossero al rustico, ovvero privi di finitura o eliminabile senza arrecare danno.

Principio di Funzionamento

Il metodo dell'indice di rimbalzo utilizza lo sclerometro per misurare l'energia elastica assorbita dal calcestruzzo a seguito di un impatto. Il metodo consiste nel provocare l'impatto di una massa standardizzata contro la superficie del materiale sottoposto a prova e nel misurare l'altezza del rimbalzo, la misura è espressa in termini di percentuale dell'altezza di rimbalzo rispetto alla distanza percorsa della massa in movimento tra l'istante in cui è rilasciata e quando colpisce la superficie del calcestruzzo. Questa percentuale è detta indice di rimbalzo N. Dato che l'energia cinetica della massa battente è standardizzata, l'altezza di rimbalzo dipende dall'energia dissipata durante l'impatto, che a sua volta dipende dalla resistenza meccanica della superficie del calcestruzzo. Occorre ricordare che l'indice di rimbalzo è influenzato da fattori tra cui:

- le condizioni di umidità del calcestruzzo in superficie (una superficie umida conduce ad un indice di rimbalzo più basso);
- la presenza di uno strato superficiale carbonatato (aumenta l'indice di rimbalzo);
- la tessitura superficiale (una superficie ruvida fornisce generalmente un indice di rimbalzo più basso);
- l'orientazione dello strumento rispetto alla verticale (sono disponibili fattori di correzione approssimati);
- l'età del calcestruzzo;
- la dimensione e il tipo degli aggregati.

Poiché solo il calcestruzzo vicino al punto dell'impatto influenza sensibilmente il valore dell'indice di rimbalzo, la metodologia di prova è sensibile alle condizioni locali, quali la presenza di aggregati di grosso diametro in prossimità della superficie oppure di vuoti. Per mitigare gli effetti di alcune delle cause che alterano le misure nell'intorno di ogni punto di prova sono state eseguite più battute, adeguatamente distanziate fra di loro.

Taratura dello strumento

La taratura dello sclerometro è stata effettuata prima e dopo ogni giornata di lavoro o sequenze di prove, utilizzando l'apposita incudine di riferimento fornita a corredo dal fabbricante (caratterizzato da durezza minima 52 HRC, massa 16 ± 1 kg e diametro di circa 150 mm) cui corrisponde il valore standard dell'indice di rimbalzo N_0 , eseguendo una battuta sull'incudine stessa con lo sclerometro in posizione verticale. Il corrispondente valore di taratura N_t è stato annotato, in maniera da poter correggere in fase di elaborazione i valori rilevati nella sequenza di prove o nella giornata di lavoro.

Modalità di esecuzione

L'esecuzione delle prove si è svolta secondo le seguenti modalità:

- a) individuazione di una zona di misura che presenti le seguenti caratteristiche:

- assenza di ferri armature in prossimità della superficie;
- superficie priva di evidenti vespai, forti porosità o rilevanti irregolarità superficiali, ecc.;
- superficie non ricoperta da intonaco, o da vernice, ecc.;
- superficie possibilmente asciutta;

b) pulizia e lisciatura della superficie con pietra abrasiva;

c) esecuzione di 12 battute sclerometriche all'interno della zona di misura, secondo una griglia preliminarmente definita, mantenendo lo sclerometro perpendicolare alla superficie di misura. Nel caso in cui tale orientamento non sia perpendicolare, l'angolo di inclinazione dello strumento rispetto alla superficie è stato annotato per le successive elaborazioni.

d) calcolo della media dei valori degli indici di rimbalzo e verifica dell'accettabilità del risultato.

Elaborazione delle misure

L'elaborazione delle misure sclerometriche consiste nelle seguenti fasi:

- a) correzione degli indici di rimbalzo per tener conto della taratura dello strumento;
- b) correzione degli indici di rimbalzo rilevati in funzione dell'angolo d'azione dello strumento, utilizzando le correlazioni fornite in proposito dal fabbricante dello strumento;
- c) calcolo della media degli indici di rimbalzo rilevati per ciascuna zona. Il risultato relativo ad una zona corrisponde al valore medio delle misure arrotondate all'intero più prossimo.

La correlazione tra indice di rimbalzo N e resistenza a compressione R_c è del tipo rappresentato nel grafico seguente e definito dalla:

$$R_c = A \cdot N^B$$

In cui i coefficienti A e B sono opportunamente calibrati mediante prove distruttive su carote.

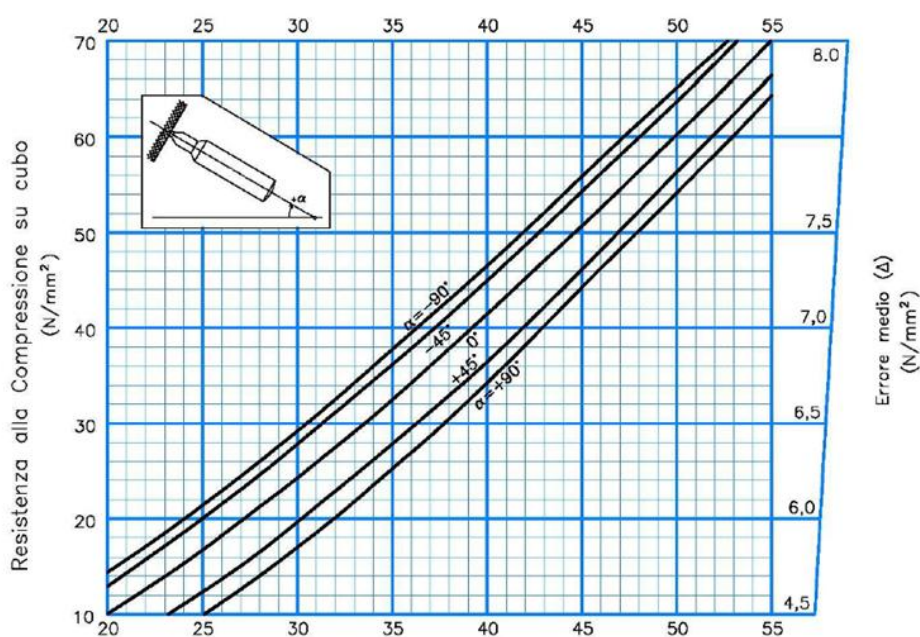


Tabelle di correlazione Valori sclerometro-Resistenza cubica

Si presentano di seguito alcune immagini delle fasi d'indagine.



Esecuzione prove sclerometriche

Risultati ottenuti

Di seguito si raccolgono i risultati delle prove sclerometriche eseguite, indicando con MIR la media indice di rimbalzo depurata dei valori di lettura massimo e minimo nel caso si registrino più di dieci battute.

PROVE SCLEROMETRICHE SU CLS																			
ID	Elemento strutturale	Pos	Dir.	Battute												min	max	MIR statistico [MPa]	R _c [Mpa]
SR1.3	Spalla	SPSX	0°	30	30	34	30	30	32	32	33	30	33	28	33	28	34	31	26
SR2.3	Spalla	SPSX	0°	34	30	29	30	31	31	30	30	38	35	30	30	29	38	31	26
SR3.3	Spalla	SPDX	0°	26	28	30	30	32	35	30	31	30	29	30	30	26	35	30	24
SR4.3	Spalla	SPDX	0°	30	27	30	31	30	30	27	30	30	28	34	30	27	34	30	24
SR5.3	Pilastro	P4DX	0°	38	35	35	42	29	36	39	44	44	43	33	36	29	44	38	38
SR6.3	Pilastro	P5DX	0°	51	42	52	41	52	45	35	50	44	48	42	50	35	52	47	54
SR7.3	Pilastro	P6DX	0°	39	32	36	41	40	34	39	35	30	40	30	40	30	41	37	36
SR8.3	Trave	T3SX	0°	42	40	35	35	37	39	34	34	38	36	42	44	34	44	38	38
SR9.3	Trave	T3SX	0°	41	41	39	34	34	36	36	38	35	37	42	40	34	42	38	38
SR10.3	Trave	T2SX	0°	40	40	44	43	41	39	38	34	38	44	40	42	34	44	41	44
SR11.3	Trave	T2SX	0°	42	42	40	38	36	36	35	37	38	38	42	44	35	44	39	40
SR12.3	Trave	T1SX	0°	40	41	41	38	38	36	42	42	40	47	37	35	35	47	40	42
SR13.3	Trave	T1SX	0°	35	37	37	41	41	40	44	44	46	42	39	39	35	46	40	42
SR14.3	Pilastro	P1SX	0°	28	32	30	28	28	31	33	34	33	32	30	33	28	34	31	26
SR15.3	Pilastro	P2SX	0°	35	37	34	34	38	38	36	34	37	36	39	38	34	39	36	34
SR16.3	Pilastro	P3SX	0°	42	40	35	37	39	42	40	43	40	41	38	42	35	43	40	42
SR17.3	Trave	T1C	0°	30	30	33	30	32	38	33	34	38	30	32	34	30	38	33	29
SR18.3	Trave	T2C	0°	42	34	46	38	36	38	32	40	30	39	37	36	30	46	37	36
SR19.3	Trave	T3C	0°	40	36	34	30	36	40	35	35	41	30	32	30	30	41	35	32
SR20.3	Traverso	T1-2SX	0°	35	34	30	30	32	32	30	30	35	34	30	30	30	35	32	28
SR21.3	Traverso	T2-3SX	0°	34	37	37	35	34	40	42	38	36	33	40	40	33	42	37	36
SR22.3	Trave	T1C	0°	36	40	38	32	30	32	33	34	34	35	38	35	30	40	35	32
SR23.3	Trave	T2C	0°	33	38	33	34	35	38	36	33	33	32	30	34	30	38	34	31
SR24.3	Trave	T3C	0°	35	37	38	36	40	34	33	36	35	33	37	34	33	40	36	34
SR25.3	Trave	T1DX	0°	36	41	38	35	44	40	38	34	43	42	42	43	34	44	40	42
SR26.3	Trave	T2DX	0°	34	38	37	37	38	34	36	40	40	42	38	34	34	42	37	36
SR27.3	Trave	T3DX	0°	34	30	30	32	33	38	38	30	30	33	34	38	30	38	33	29
SR28.3	Pilastro	P4DX	0°	40	40	39	43	38	36	32	40	41	42	44	36	32	44	40	42
SR29.3	Pilastro	P5DX	0°	41	40	43	40	36	40	33	35	40	38	35	36	33	43	38	38
SR30.3	Pilastro	P6DX	0°	38	38	40	41	38	36	32	34	40	40	38	37	32	41	38	38
SR31.3	Traverso	T4-5DX	0°	32	36	38	40	36	30	34	35	36	38	38	30	30	40	35	32
SR32.3	Traverso	T5-6DX	0°	30	34	36	35	38	30	30	32	34	32	34	32	30	38	33	29
SR33.3	Spalla	SPDX	0°	31	51	25	26	27	29	28	14	25	17	27	21	14	51	26	18

PROVE SCLEROMETRICHE SU CLS																			
ID	Elemento strutturale	Pos	Dir.	Battute												min	max	MIR statistico [MPa]	R _c [Mpa]
SR34.3	Fondazione	FB	0°	39	36	31	33	39	31	35	38	39	31	23	27	23	39	34	31
SR35.3	Fondazione	FB	0°	32	34	36	38	34	36	29	29	31	33	30	33	29	38	33	29
SR36.3	Spalla	SPSX	0°	25	34	28	24	26	23	22	29	27	28	23	26	22	34	26	18

3.5.2.1.2 Prova ultrasonica su calcestruzzo

Sono state effettuate n. 36 prove ultrasoniche sugli elementi in c.a. nei punti indicati nelle tavole tecniche relative all'ubicazione dei punti di indagine.

Le indagini sono state effettuate in modo diffuso ai vari piani della costruzione in modo da estendere la caratterizzazione degli elementi in calcestruzzo all'intera struttura oggetto di indagine.

Principio di Funzionamento

Il metodo basato sulla misura della velocità di propagazione di ultrasuoni consiste nello studio della propagazione di onde elastiche longitudinali all'interno del calcestruzzo, la cui velocità è anche funzione della sua rigidità media lungo il percorso.

La velocità di propagazione delle onde in un materiale omogeneo dipende dalla densità del materiale, dal modulo elastico e dal coefficiente di Poisson. In prima approssimazione la velocità di propagazione è proporzionale alla radice quadrata del modulo elastico ed inversamente proporzionale alla radice quadrata della densità. Entro i limiti in cui queste leggi possono essere estese ad un materiale eterogeneo come il calcestruzzo, è possibile utilizzarle per valutare il modulo elastico le costanti elastiche del calcestruzzo in esame. La resistenza a compressione è stimata in base alla velocità di trasmissione degli ultrasuoni, ipotizzando la validità di una relazione di proporzionalità tra resistenza a compressione e modulo elastico, utilizzando le usuali correlazioni sperimentali. Si deve tener presente che le onde elastiche subiscono all'interno dell'elemento esaminato, rifrazioni e riflessioni, dovute alla presenza degli aggregati, di fessure, di vuoti. Ciò comporta un'attenuazione del segnale per effetto dell'assorbimento d'energia. Inoltre, per effetto di vuoti o fessure, il percorso effettivamente compiuto dalle onde elastiche può risultare più lungo della distanza tra trasmettitore e ricevitore.

La prova misura la velocità di propagazione delle onde elastiche nel calcestruzzo, determinata come rapporto tra la distanza fra trasmettitore e ricevitore ed il tempo impiegato a percorrerla. La velocità così calcolata può differire dall'effettiva velocità di propagazione delle onde nel calcestruzzo in esame. Per questo motivo la velocità così calcolata è spesso denominata anche "velocità apparente".

La velocità di propagazione delle onde elastiche è influenzata da diversi fattori, tra cui il contenuto d'umidità, la composizione della miscela ed il grado di maturazione. La determinazione della velocità deve tener conto della possibile presenza d'armature metalliche e di eventuali difetti macroscopici.

Per ridurre il rischio che il fascio di ultrasuoni percorra armature metalliche, preliminarmente all'esecuzione della prova, le armature sono state localizzate mediante dispositivi elettromagnetici (pacometro).

Taratura dello Strumento

La taratura dello strumento consiste nella misura del tempo T_t (in μs) impiegato dalle onde elastiche a percorrere, secondo la sua altezza, il cilindro o il prisma metallico di taratura fornito a corredo dello strumento. Il tempo di percorrenza T_0 , predeterminato dal fabbricante, costituisce il riferimento di taratura. Se il valore di T_t differisce per più di 2 o 3 unità (μs) dal valore di T_0 lo strumento sarà ricalibrato seguendo le istruzioni del fabbricante.

La taratura dello strumento è stata ripetuta varie volte nel corso della giornata di misure: all'inizio e al termine della giornata, ogni qualvolta sono cambiate le condizioni ambientali (per temperatura, insolazione, umidità, ecc.) e/o la configurazione dello strumento (cambio di cavi di connessione e/o di trasduttori, ecc.).

Modalità di Esecuzione

L'esecuzione delle prove si è svolta secondo le seguenti modalità:

- a) individuazione di una zona di misura idonea;
- b) pulizia della superficie ed eventuale lisciatura;
- c) posizionamento dei punti di misura;
- d) rilievo della distanza tra i punti estremi di ciascun percorso di misura, utilizzando un idoneo strumento. Nel caso della trasmissione diretta la distanza deve essere riportata con la precisione di ± 1 %. Per le misure indirette si fa riferimento alla posizione del centro della faccia dei trasduttori.
- e) Esecuzione delle misure nella zona individuata;
- f) Al termine delle misure su ogni zona è stato eseguito un controllo delle misure eseguite verificando i valori medi della velocità di propagazione delle onde elastiche

Elaborazione delle Misure

L'elaborazione delle misure di velocità di propagazione di micro-impulsi consiste nelle seguenti fasi:

- a) calcolo delle velocità di propagazione V con la seguente relazione:

$$V = 1 / [T - (T_t - T_0)]$$

dove:

- l è la lunghezza della base di misura;
- T è il tempo di propagazione tra trasmettitore e ricevitore;
- T_t è il tempo impiegato dalle onde elastiche a percorrere, secondo la sua altezza, il cilindro o il prisma metallico di taratura fornito a corredo dello strumento;
- T_0 è il tempo di percorrenza, predeterminato dal fabbricante, relativo al cilindro o del prisma di taratura.

b) velocità di propagazione V si esprime in m/s arrotondando il valore ai più prossimi 10 m/s.
La correlazione tra velocità di propagazione, V , delle onde elastiche e resistenza a compressione, R_c , può essere del tipo rappresentato nel diagramma seguente.

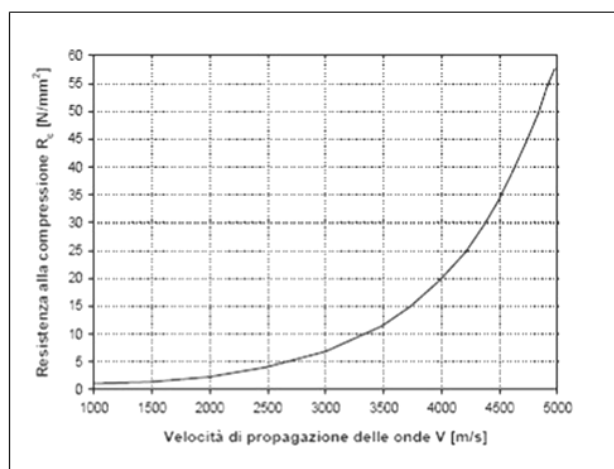


Immagine esemplificativa delle indagini soniche su c.a.

Si presentano di seguito alcune immagini delle fasi d'indagine.



Indagini soniche su trave



Indagini soniche su pilastro

Risultati Ottenuti

Di seguito si raccolgono i risultati delle prove soniche eseguite sugli elementi strutturali.

INDAGINI SONICHE SU C. A.								
ID	Elemento strutturale	Posizione	Metodo prova	d _{maglia o spessore} [cm]	Velocità Sonica [m/s]			
					V1	V2	V3	V _{media}
SR1.3	Spalla	SPSX	Indiretta	20-20-20	3160	3280	3250	3230
SR2.3	Spalla	SPSX	Indiretta	20-20-20	2920	3010	3150	3027
SR3.3	Spalla	SPDX	Indiretta	20-20-20	3420	3420	3580	3473
SR4.3	Spalla	SPDX	Indiretta	20-20-20	3110	3410	3210	3243
SR5.3	Pilastro	P4DX	Diretta	60	3650	3750	3620	3673
SR6.3	Pilastro	P5DX	Diretta	60	3850	3820	3850	3840
SR7.3	Pilastro	P6DX	Diretta	60	3640	3720	3620	3660
SR8.3	Trave	T3SX	Diretta	35	3438	3428	3476	3447
SR9.3	Trave	T3SX	Diretta	35	3241	3208	3220	3223
SR10.3	Trave	T2SX	Diretta	35	3217	3147	3156	3173
SR11.3	Trave	T2SX	Diretta	35	2964	3238	3131	3111
SR12.3	Trave	T1SX	Diretta	35	3889	3684	4375	3983
SR13.3	Trave	T1SX	Diretta	35	3199	3228	3229	3219
SR14.3	Pilastro	P1SX	Diretta	62	3690	3875	3758	3774
SR15.3	Pilastro	P2SX	Diretta	62	3085	3054	2995	3045
SR16.3	Pilastro	P3SX	Diretta	62	3116	3293	3277	3228
SR17.3	Trave	T1C	Diretta	38	3393	3248	3276	3306
SR18.3	Trave	T2C	Diretta	38	3762	3755	3751	3756
SR19.3	Trave	T3C	Diretta	38	3870	3866	3858	3864
SR20.3	Traverso	T1-2SX	Diretta	32	4267	4255	4278	4267
SR21.3	Traverso	T2-3SX	Diretta	32	4103	4092	4103	4099

SR22.3	Trave	T1C	Diretta	38	3800	3725	3762	3763
SR23.3	Trave	T2C	Diretta	38	3304	3333	3304	3314
SR24.3	Trave	T3C	Diretta	38	3551	3545	3535	3544
SR25.3	Trave	T1DX	Diretta	38	3040	3115	3065	3073
SR26.3	Trave	T2DX	Diretta	38	3215	3220	3248	3228
SR27.3	Trave	T3DX	Diretta	38	4222	4000	3918	4047
SR28.3	Pilastro	P4DX	Diretta	62	3226	3229	3238	3231
SR29.3	Pilastro	P5DX	Diretta	62	3085	3116	3024	3075
SR30.3	Pilastro	P6DX	Diretta	62	3441	3443	3435	3439
SR31.3	Traverso	T4-5DX	Diretta	32	3670	3361	3397	3476
SR32.3	Traverso	T5-6DX	Diretta	32	3107	3137	3131	3125
SR33.3	Spalla	SPDX	Indiretta	20-40-60	3636	3333	3352	3441
SR34.3	Fondazione	FB	Diretta	110	4231	4264	4583	4359
SR35.3	Fondazione	FB	Diretta	110	3716	3207	3704	3542
SR36.3	Spalla	SPSX	Indiretta	20-40-60	3077	3200	3352	3210

3.5.2.1.3 Metodo Son.Reb

Il metodo (SON.REB) si basa sulla combinazione dei risultati ottenuti, nelle stesse zone di prova, con prove sclerometriche ed ultrasoniche, correlando l'indice di rimbalzo (REBound) con la velocità delle onde ultrasoniche (SONic), con la resistenza a compressione del calcestruzzo, attraverso una opportuna calibrazione della relazione che lega queste tre grandezze, effettuata mediante regressione statistica dei valori sperimentali. La validità del metodo SONREB deriva dalla compensazione delle imprecisioni dei due metodi non distruttivi utilizzati. Infatti, si é notato che il contenuto di umidità fa sottostimare l'indice sclerometrico e sovrastimare la velocità ultrasonica, e che, all'aumentare dell'età del calcestruzzo, l'indice sclerometrico aumenta mentre la velocità ultrasonica diminuisce.

Con il metodo SonReb, la resistenza del calcestruzzo R_c viene stimata sulla base della coppia dei valori della velocità di propagazione degli ultrasuoni V ed indice di rimbalzo sclerometrico S , mediante l'utilizzo di formule dedotte da correlazioni di tipo sperimentale, tra le quali si ricordano le più comunemente utilizzate in letteratura tecnica. La formula contenuta nelle Norme RILEM, la formula di Di Leo e Pascale (1994) e la formula di Gasparik (1992).

L'applicazione del metodo SonReb fornisce pertanto la resistenza del calcestruzzo R_c mediante espressioni del tipo:

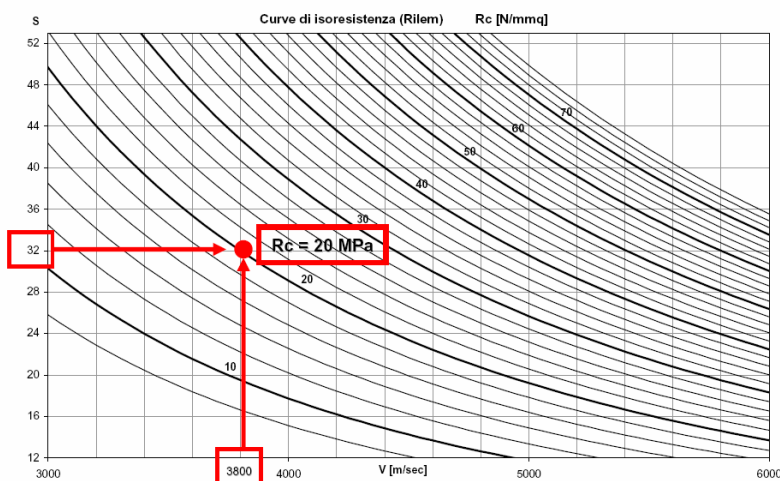
$$R_c = a S^b V^c$$

Nello specifico:

- Norme RILEM: $R_c = 9.27 \cdot 10^{-11} \cdot S^{1.4} \cdot V^{2.6}$
- Gasparik: $R_c = 8.06 \cdot 10^{-8} \cdot S^{1.246} \cdot V^{1.85}$

- Di Leo - Pascale: $R_c = 1.2 \cdot 10^{-9} \cdot S^{1.058} \cdot V^{2.446}$

In cui R_c è la resistenza cubica a compressione in $[N/mm^2]$, S è l'indice sclerometrico e V è la velocità ultrasonica espressa in $[m/s]$. Nella figura presentata di seguito sono riportati a titolo esemplificativo i grafici derivabili dalle formula sopra richiamate in cui vengono utilizzate le curve basate sull'espressione fornita nelle norme RILEM.



Si osservi che tenuto conto della complessità della fenomenologia che correla i valori di “S” e “V” alle caratteristiche del calcestruzzo, appare evidente che le suddette espressioni non possono avere validità generale. Per quanto in letteratura tecnica non vengano dichiarate esplicitamente limitazioni di applicabilità, in generale le formulazioni proposte per il metodo SonReb sono da ritenersi maggiormente affidabili per calcestruzzi di qualità medio - alta, con tendenza invece a sovrastimare la qualità del materiale nel caso di calcestruzzi di qualità medio – bassa.

Risultati Ottenuti

La tabella seguente riassume i risultati ottenuti nei punti d'indagine ove, disponendo di dati provenienti dalle prove soniche e sclerometriche, è stato possibile applicare il metodo SonReb. I risultati sono espressi in termini di resistenza cubica a compressione R_{cub} $[N/mm^2]$ ottenuta dalla media delle tre formulazioni adottate.

CORRELAZIONE MEDIANTE METODO SonReb								
ID	Elemento strutturale	Livello	MIR	V_{media} [m/s]	Norme RILEM	Gasparik	Di Leo-Pascal	R_{cub_Sonreb} [MPa]
SR1.3	Spalla	SPSX	31	3230	15,1	18,1	17,4	16,9
SR2.3	Spalla	SPSX	31	3027	12,7	16,0	14,8	14,5
SR3.3	Spalla	SPDX	30	3473	17,4	19,8	20,1	19,1
SR4.3	Spalla	SPDX	30	3243	14,6	17,5	17,0	16,3
SR5.3	Pilastro	P4DX	38	3673	28,1	29,5	29,6	29,0
SR6.3	Pilastro	P5DX	47	3840	42,4	41,8	41,3	41,8
SR7.3	Pilastro	P6DX	37	3660	26,8	28,4	28,5	27,9

CORRELAZIONE MEDIANTE METODO SonReb

ID	Elemento strutturale	Livello	MIR	V _{media} [m/s]	Norme RILEM	Gasparik	Di Leo-Pascal	R _{cub_Sonreb} [MPa]
SR8.3	Trave	T3SX	38	3447	23,8	26,2	25,3	25,1
SR9.3	Trave	T3SX	38	3223	20,0	23,2	21,5	21,5
SR10.3	Trave	T2SX	41	3173	21,3	24,8	22,4	22,8
SR11.3	Trave	T2SX	39	3111	18,9	22,4	20,2	20,5
SR12.3	Trave	T1SX	40	3983	37,2	36,5	38,0	37,3
SR13.3	Trave	T1SX	40	3219	21,4	24,6	22,6	22,9
SR14.3	Pilastro	P1SX	31	3774	22,6	24,1	25,5	24,1
SR15.3	Pilastro	P2SX	36	3045	16,0	19,5	17,6	17,7
SR16.3	Pilastro	P3SX	40	3228	21,5	24,8	22,8	23,0
SR17.3	Trave	T1C	33	3306	17,5	20,4	19,7	19,2
SR18.3	Trave	T2C	37	3756	28,6	29,8	30,4	29,6
SR19.3	Trave	T3C	35	3864	28,5	29,3	30,7	29,5
SR20.3	Traverso	T1-2SX	32	4267	32,5	31,4	35,5	33,2
SR21.3	Traverso	T2-3SX	37	4099	35,9	35,0	37,6	36,2
SR22.3	Trave	T1C	35	3763	26,6	27,9	28,7	27,7
SR23.3	Trave	T2C	34	3314	18,4	21,2	20,4	20,0
SR24.3	Trave	T3C	36	3544	23,7	25,8	25,6	25,0
SR25.3	Trave	T1DX	40	3073	19,0	22,6	20,2	20,6
SR26.3	Trave	T2DX	37	3228	19,3	22,5	20,9	20,9
SR27.3	Trave	T3DX	33	4047	29,6	29,6	32,3	30,5
SR28.3	Pilastro	P4DX	40	3231	21,6	24,8	22,8	23,1
SR29.3	Pilastro	P5DX	38	3075	17,7	21,2	19,1	19,3
SR30.3	Pilastro	P6DX	38	3439	23,6	26,1	25,2	25,0
SR31.3	Traverso	T4-5DX	35	3476	21,7	24,1	23,7	23,1
SR32.3	Traverso	T5-6DX	33	3125	15,1	18,4	17,1	16,9
SR33.3	Spalla	SPDX	26	3441	13,9	16,3	16,9	15,7
SR34.3	Fondazione	FB	34	4359	37,5	35,3	39,9	37,6
SR35.3	Fondazione	FB	33	3542	20,9	23,2	23,3	22,5
SR36.3	Spalla	SPSX	26	3210	11,6	14,3	14,2	13,4

3.5.2.2 PRELIEVO E PROVE DI COMPRESSIONE SU CAROTE DI CALCESTRUZZO

Allo scopo di stabilire le caratteristiche di resistenza meccanica a compressione del calcestruzzo, si sono eseguiti n. 13 prelievi costituiti da n. 1 provino cilindrico ciascuno, avente diametro nominale di 80 mm o 100 mm e lunghezza almeno pari a 130 mm o, ove possibile, passante. Il rapporto ϕ/H è stato imposto pari a 1/1. I prelievi sono stati eseguiti su strutture verticali e orizzontali in c.a. e le ubicazioni dei rispettivi punti di indagine è segnalata nelle tavole del piano di indagine in allegato con dicitura "C". Le carote, previo condizionamento con taglio (per eliminare la testa del campione) e successiva spianatura, sono state quindi sottoposte a prova di resistenza a compressione presso il

Laboratorio Ufficiale Min. LL.PP. 1086/71 di P&P LMC S.r.l., cui è conseguito il rilascio del certificato di prova da vedersi in allegato all'elaborato.

In sito, per evitare la contaminazione del campione, è stata eseguita la prova di carbonatazione secondo le prescrizioni della norma UNI 9944/92 mediante spargimento sul calcestruzzo di un indicatore alla fenoltaleina in soluzione all'1% in alcool etilico al 70%. Il punto di viraggio al rosso/violetto denota il passaggio da un calcestruzzo carbonatato (tendente ad un ambiente acido) ad uno privo di carbonatazione, ovvero con pH basico superiore a 9,2. Di seguito alcune immagini delle operazioni di carotaggio in situ.





Prelievo carote in situ

I carotaggi sono stati eseguiti con carotatrice a colonna di marca HILTI ad avanzamento manuale con raffreddamento a circolazione d'acqua e dotata di corona diamantata a parete sottile (tazza) con diametro nominale di 80 mm e 100 mm. La presenza di barre d'armatura più o meno ravvicinate rappresenta un disturbo nell'esecuzione delle prove di compressione, pertanto preventivamente al prelievo sono stati individuati i tondini d'armatura longitudinali e trasversali (staffe) tramite l'impiego di un pacometro. La profondità di ogni carotaggio è stata superiore alle necessità al fine di assicurare il prelievo di carote utili per l'esecuzione di prove di compressione che siano prive di difetti e nidi di ghiaia. Nella tabella seguente vengono raccolte in sintesi le caratteristiche dei provini estratti e contestualmente si presentano i risultati ottenuti dalle prove di compressione e di carbonatazione.

PROVE DI COMPRESSIONE SU CAROTE IN CALCESTRUZZO

ID	Elemento strutturale	Posizione	L _{carota estratta} [cm]	P _{carbonat.} * [cm]	Ø [mm]	H _{carota} [cm]	Ø/H	Massa volumica [kg/m³]	R _c carota [MPa]	Tipo rottura **
C1.3	Spalla	SX	23	8	75	75	1	2100	12,7	S***
C2.3	Pilastro	P4DX	23	1,5	75	75	1	2280	28,1	S
C3.3	Pilastro	P5DX	14,5	2	75	75	1	2270	27,4	S
C4.3	Pilastro	P6DX	22	4	75	75	1	2310	33,7	S
C5.3	Spalla	DX	25	5	75	75	1	2300	22,7	S***
C6.3	Trave	T2SX	19	6	75	75	1	2300	27,3	S
C7.3	Trave	T1SX	17	7	75	75	1	2360	37,7	S
C8.3	Soletta	-	15	4	75	75	1	2270	38,7	S
C9.3	Trave	T3C	13	12	75	75	1	2220	17,3	S
C10.3	Trave	T3DX	17	5	75	75	1	2340	35,9	S
C11.3	Fondazione	FB	15	2	75	75	1	2210	21,3	S
C12.3	Spalla	SPDX	24	11	94	94	1	2210	18	S***
C13.3	Spalla	SPSX	26	10÷15	94	94	1	2200	12	S***







* In caso di carota passante la carbonatazione si esprime come somma degli strati carbonatati esterno e interno.

** Tipo di rottura: S = soddisfacente (bitronco-piramidale); A÷K = non soddisfacente.

*** Carota con conglomerato che presenta inerti grandi di diametro nominale $\phi > 32$ mm.

Di seguito, si raccolgono le immagini dei campioni estratti e sottoposti alla prova di carbonatazione.



C3.3	C4.3
	
C5.3 Aggregati $\phi > 32$ mm	C6.3
	
C7.3	C8.3
	

C9.3 (contrassegno errato C8.3a)



C10.3 Aggregati $\phi > 32$ mm



C11.3



C12.3 Aggregati $\phi > 32$ mm



C13.3 Aggregati $\phi > 32$ mm



3.5.2.3 CLASSIFICAZIONE DEL CALCESTRUZZO IN OPERA

A partire dai dati sperimentali forniti dalle prove di compressione eseguite sulle carote estratte, si determina la resistenza cubica del calcestruzzo in opera. A tal fine occorre introdurre una serie di coefficienti correttivi del valore sperimentale per poterlo ricondurre alla resistenza cubica in opera, utile per le successive analisi. In letteratura tecnica di settore si identificano gli effetti e i fattori che influiscono sulla resistenza del calcestruzzo, che sono in funzione della forma del provino, delle modalità di estrazione e della presenza di difetti e/o tondini d'armatura:

- Geometria della carota: diametro (f_{dia}) snellezza della carota ($f_{h/d}$).
- Effetto derivante dall'azione della carotatrice (f_{tor}).
- Effetto dovuto alla presenza di armature (f_{Fe}).
- Effetto dovuto alla direzione di carotaggio rispetto a quella di getto (f_{dir}).

In definitiva, riassumendo quanto sopra, si può scrivere la formula generale per il calcolo della resistenza cubica del calcestruzzo in opera:

$$R_{cub,opera} = (R_{carota} \cdot f_{Fe} \cdot f_{Tor} \cdot f_{Dir} \cdot f_{dia}) / (f_{h/d} \cdot f_t \cdot f_T)$$

La tabella seguente riporta i valori della resistenza cubica del calcestruzzo in opera.

Resistenza cubica in opera

RESISTENZA CUBICA IN OPERA											
ID	Elemento indagato	Livello	ϕ [mm]	H [mm]	R_{carota} [MPa]	$f_{h/d}$	f_{Fe}	f_{dia}	f_{tor}	f_{dir}	$R_{cub,opera}$ [MPa]
C1.3	Spalla	SX	75	75	12,7	1	1	1	1,2	1,05	16,5
C2.3	Pilastro	P4DX	75	75	28,1	1	1	1	1,15	1,05	34,9
C3.3	Pilastro	P5DX	75	75	27,4	1	1	1	1,15	1,05	34,1
C4.3	Pilastro	P6DX	75	75	33,7	1	1	1	1,1	1,05	40,1
C5.3	Spalla	DX	75	75	22,7	1	1	1	1,15	1,05	28,2
C6.3	Trave	T2SX	75	75	27,3	1	1	1	1,15	1,05	34,0
C7.3	Trave	T1SX	75	75	37,7	1	1	1	1,1	1,05	44,8
C8.3	Soletta	-	75	75	38,7	1	1	1	1,1	1,05	46,0
C9.3	Trave	T3C	75	75	17,3	1	1	1	1,2	1,05	22,5
C10.3	Trave	T3DX	75	75	35,9	1	1	1	1,1	1,05	42,7
C11.3	Fondazione	FB	75	75	21,3	1	1	1	1,15	1	25,2
C12.3	Spalla	SPDX	94	94	18	1	1	1	1,2	1,05	22,8
C13.3	Spalla	SPSX	94	94	12	1	1	1	1,2	1,05	15,2
* I coefficienti non riportati sono pari all'unità.											

La calibrazione dei risultanti derivanti dalle prove non distruttive rispetto a quelle distruttive si effettua correlando le indagini eseguite sul medesimo elemento strutturale o su elementi affini o nella zona vicina ai carotaggi. In particolare, le indagini si suddividono tra i differenti elementi strutturali (pilastri, fondazione, spalle, diaframmi, travi).

I calcoli e i risultati sono raccolti nella tabella seguente.

ID SonReb	ID Carota	Elemento indagato	Livello	R _{cub} , Sonreb [MPa]	R _{cub} , opera [MPa]	Correl. R _{cub} , SonReb/ R _{cub} , opera	C _{corr.} , medio di zona	R _c , opera [MPa]	f _{c, opera} [MPa]
SR1.3	C1.3	Spalla	SPSX	16,9	16,5	1,0	1,3	16,5	13,7
SR2.3		Spalla	SPSX	14,5				18,3	15,2
SR3.3	C5.3	Spalla	SPDX	19,1	28,2	1,5		28,2	23,4
SR4.3		Spalla	SPDX	16,3				20,6	17,1
SR5.3	C2.3	Pilastro	P4DX	29,0	34,9	1,2	1,2	34,9	29,0
SR6.3	C3.3	Pilastro	P5DX	41,8	34,1	0,8		34,1	28,3
SR7.3	C4.3	Pilastro	P6DX	27,9	40,1	1,4		40,1	33,3
SR8.3		Trave	T3SX	25,1			1,2	31,3	26,0
SR9.3		Trave	T3SX	21,5				26,9	22,3
SR10.3	C6.3	Trave	T2SX	22,8	34,0	1,5		34,0	28,2
SR11.3		Trave	T2SX	20,5				25,6	21,2
SR12.3	C7.3	Trave	T1SX	37,3	44,8	1,2		44,8	37,2
	C8.3	Soletta	-		46,0			46,0	38,2
SR13.3		Trave	T1SX	22,9			1,2	28,5	23,7
SR14.3		Pilastro	P1SX	24,1				27,7	23,0
SR15.3		Pilastro	P2SX	17,7				20,4	16,9
SR16.3		Pilastro	P3SX	23,0			1,2	26,5	22,0
SR17.3		Trave	T1C	19,2				23,9	19,9
SR18.3		Trave	T2C	29,6				36,9	30,6
SR19.3		Trave	T3C	29,5				36,8	30,5
SR20.3		Traverso	T1- 2SX	33,2				41,4	34,3
SR21.3		Traverso	T2- 3SX	36,2				45,1	37,4
SR22.3		Trave	T1C	27,7				34,6	28,7
SR23.3		Trave	T2C	20,0				25,0	20,7
SR24.3	C9.3	Trave	T3C	25,0	22,5	0,9		22,5	18,6
SR25.3		Trave	T1DX	20,6				25,7	21,3
SR26.3		Trave	T2DX	20,9			1,2	26,1	21,6
SR27.3	C10.3	Trave	T3DX	30,5	42,7	1,4		42,7	35,4
SR28.3		Pilastro	P4DX	23,1				26,6	22,1
SR29.3		Pilastro	P5DX	19,3			1,2	22,3	18,5
SR30.3		Pilastro	P6DX	25,0				28,8	23,9
SR31.3		Traverso	T4- 5DX	23,1			1,2	28,8	23,9
SR32.3		Traverso	T5- 6DX	16,9				21,0	17,5
SR33.3	C12.3	Spalla	SPDX	15,7	22,8	1,5	1,3	22,8	19,0
SR34.3	C11.3	Fondazione	FB	37,6	25,2	0,7	0,7	25,2	20,9
SR35.3		Fondazione	FB	22,5				15,1	12,5
SR36.3	C13.3	Spalla	SPSX	13,4	15,2	1,1	1,3	15,2	12,6

4. INDAGINE GEORADAR

La tecnica di indagine comunemente definita georadar (nota in campo internazionale con la locuzione di origine anglosassone di Ground Probing Radar - GPR), è una tecnica di indagine del sottosuolo o dei materiali, condotta a piccole profondità, basata sulla riflessione delle onde elettromagnetiche con frequenza compresa tra 10 e 3000 MHz.

Il georadar, una volta valutate le caratteristiche elettriche del mezzo attraversato dall'impulso elettromagnetico, è in grado di "vedere" la forma dell'oggetto, il suo spessore e valutare la profondità alla quale esso si trova, con una precisione ed una attendibilità che sono normalmente funzione di alcuni parametri ed in particolare:

- materiale nel quale si indaga;
- profondità a cui si trova l'oggetto di interesse;
- dimensioni geometriche dell'oggetto di interesse.

La tecnica operativamente consiste nell'invio nel materiale di impulsi elettromagnetici ad alta frequenza (radio frequenze) e nella misura del tempo impiegato dal segnale a ritornare al ricevitore dopo essere stato riflesso da eventuali discontinuità intercettate durante il suo percorso. Tali riflessioni sono causate in generale dal cambiamento delle proprietà elettriche del materiale, dalla variazione del contenuto d'acqua, da cambiamenti litostratigrafici. In particolare, nel caso della prospezione per scopi strutturali e/o geotecnici, le riflessioni possono essere prodotte da strutture, da vuoti presenti nel terreno, da elementi metallici e da superfici di contatto tra strati differenti.

Graficamente l'indagine restituisce una "vista" in profondità nel materiale indagato con presenza di segni noti come "iperboli di riflessione", il cui vertice indica la posizione spaziale di un generico oggetto rilevato all'interno della matrice del materiale investigato.

4.1 STRUMENTAZIONE DI MISURA ED ACQUISIZIONE DATI

Il sistema è costituito nel suo complesso da un'unità centrale che genera il segnale e da un'antenna di opportuna frequenza che lo trasmette e lo riceve. La strumentazione più raffinata consente di connettere - non contemporaneamente - più antenne di diversa frequenza allo scopo di ottimizzare la qualità dell'indagine, privilegiando a seconda dei casi la precisione dell'indagine a discapito della profondità di penetrazione oppure quest'ultima rinunciando in parte alla migliore precisione e quindi alla qualità nell'individuazione degli oggetti ricercati.


La visualizzazione dei tracciati avviene attraverso lo schermo di un computer connesso all'unità centrale attraverso un cavo ethernet.

Nel caso in esame l'indagine è stata condotta utilizzando la seguente strumentazione:

- 1) Sistema integrato equipaggiato su carrello per ispezioni a pavimento su grandi aree composto da:
 - Unità centrale di generazione del segnale

- Doppia antenna 200 MHz - 600 MHz (tecnologia multifrequenza)
- PC per acquisizione dati

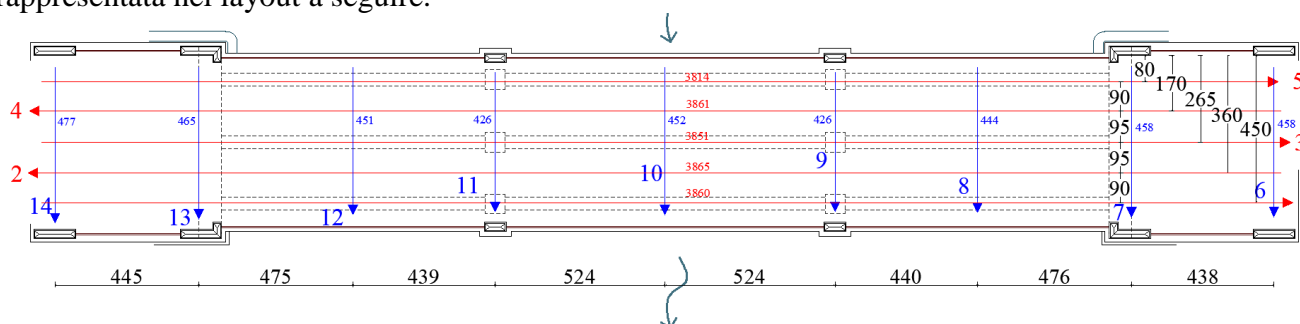
Di seguito vengono riassunte le caratteristiche tecniche del sistema:

SISTEMA DI INDAGINE GEORADAR COMPLETO		
 <p>HI-MOD 1</p>	Data logger:	PC da campo Full Rugged
	Unità di acquisizione dati radar:	IDS DAD FAST-WAVE con software di acquisizione RISK2
	Numero di canali possibili:	fino ad 8
	Frequenza delle antenne:	200 e 600 MHz
	Sistema di posizionamento:	ruota metrica e/o interfaccia GPS
	Velocità di acquisizione (fino a 8 profili simultaneamente):	4 m/s in configurazione completa (8 canali)
	Autonomia delle batterie:	> 8 ore
	Peso:	58 kg in configurazione completa
	Dimensioni:	200 x 60 cm
	Grado di protezione:	IP65

4.2 MODALITÀ DI ESECUZIONE DELL'INDAGINE

L'indagine georadar è stata condotta allo scopo di verificare, per quanto possibile, le caratteristiche geometriche degli elementi costruttivi e la presenza di armature difficilmente indagabili mediante metodi convenzionali. Complessivamente sono state eseguite n. 14 scansioni con antenna carrellata a doppia frequenza (200 e 600 MHz).

Le scansioni dalla 1 alla 5 sono state eseguite su percorsi longitudinali sviluppati lungo l'asse delle travi di c.a. e in mezzeria alla soletta di c.a. Le ulteriori 9 scansioni sono state effettuate alle estremità del ponte sulle spalle, sulle pile intermedie e a mezzeria delle tre campate dell'impalcato. La maglia è rappresentata nel layout a seguire.



Pianta con indicazione delle direzioni di scansione



Antenna carrellata da 200-600 MHz durante la fase di acquisizione

4.3 RISULTATI OTTENUTI

L'indagine georadar evidenzia le geometrie delle strutture di c.a. e la presenza di barre di armatura nel materiale attraversato.

Di seguito si riporta l'output grafico delle indagini. Le scansioni hanno permesso di identificare l'armatura superiore in campata delle travi principali, costituita da 3 tondini per trave e l'armatura all'intradosso della soletta di c.a.:

- armatura longitudinale: n°4 ϕ 7
- armatura trasversale: barre ϕ 12 a passo 10 cm

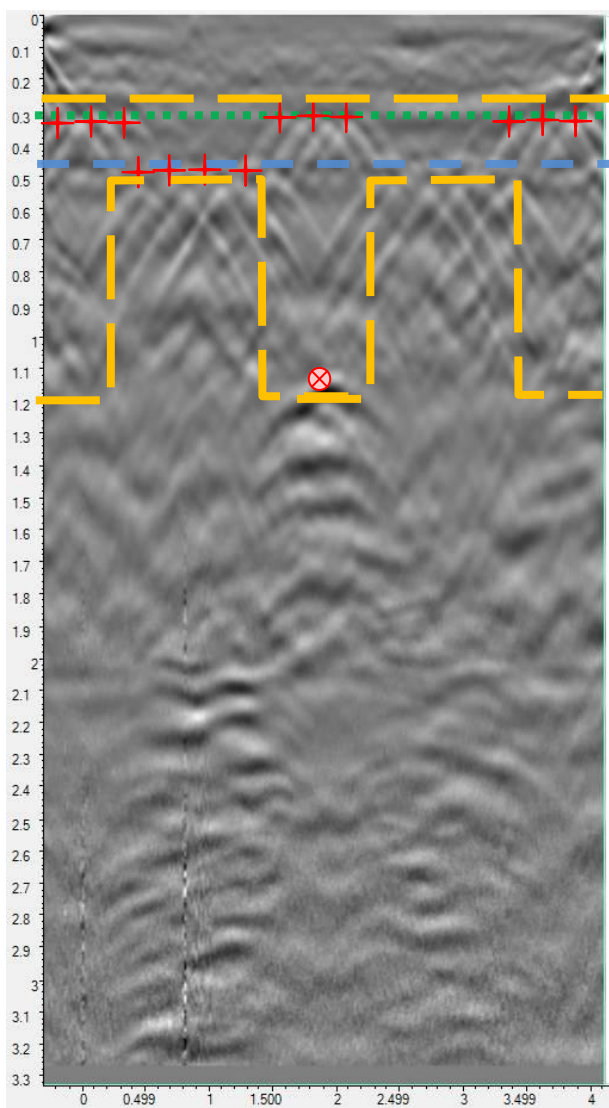
Il diametro riportato è stato rilevato in modo diretto.

Nella soletta emerge l'assenza di armatura superiore.

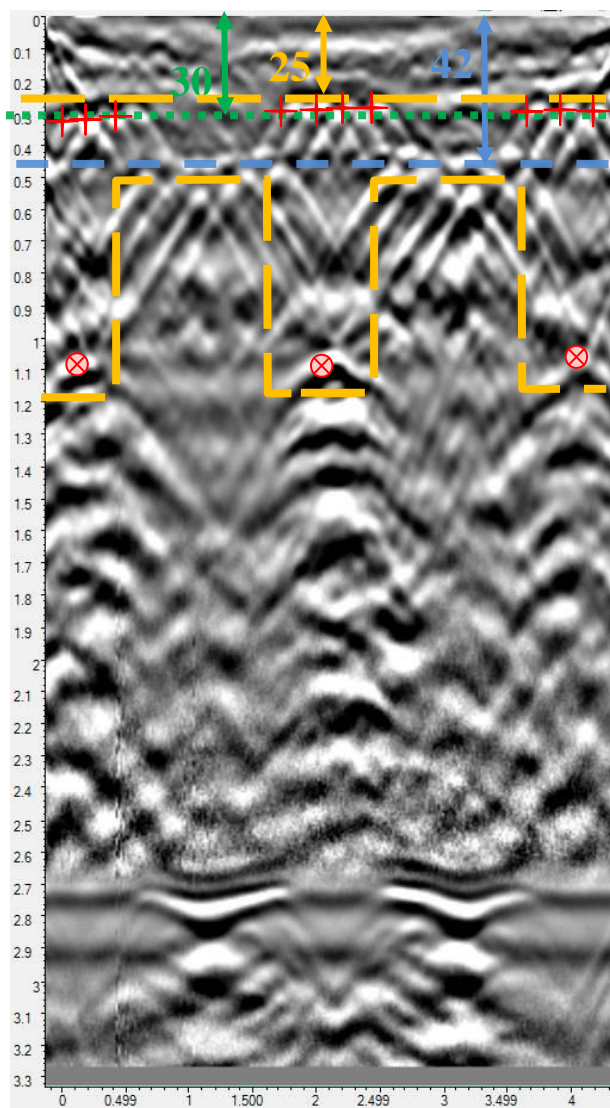
Dalle scansioni eseguite lungo le direzioni longitudinali è stato possibile stimare lo spessore delle spalle, attestato a circa 1,00 m. Inoltre, risulta evidente in corrispondenza del terrapieno delle spalle, un cambio di densità del materiale a circa 1,75 m di profondità rispetto al piano stradale.

GEORADAR | Sezioni trasversali di mezzeria nelle campate

8 | Campata SX



10 | Campata centrale



Legenda:

— — — Armatura inferiore della soletta di c.a.

+ Tondini d'armatura

— Intradosso trave trasversale di c.a.

— . Profilo della sezione di c.a

..... Armatura superiore delle travi di c.a.

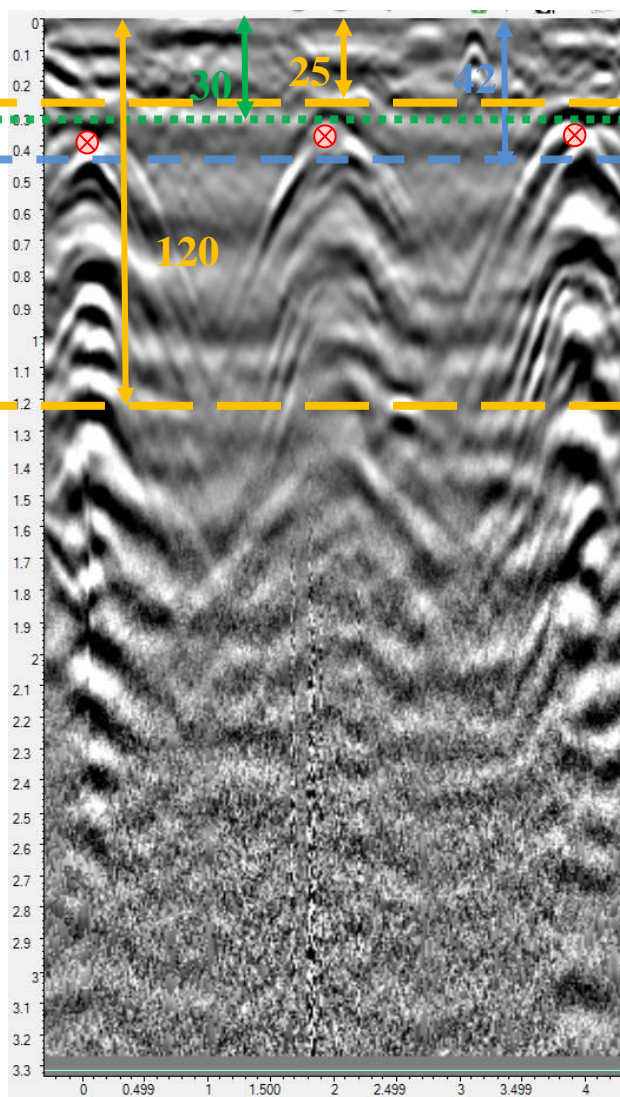
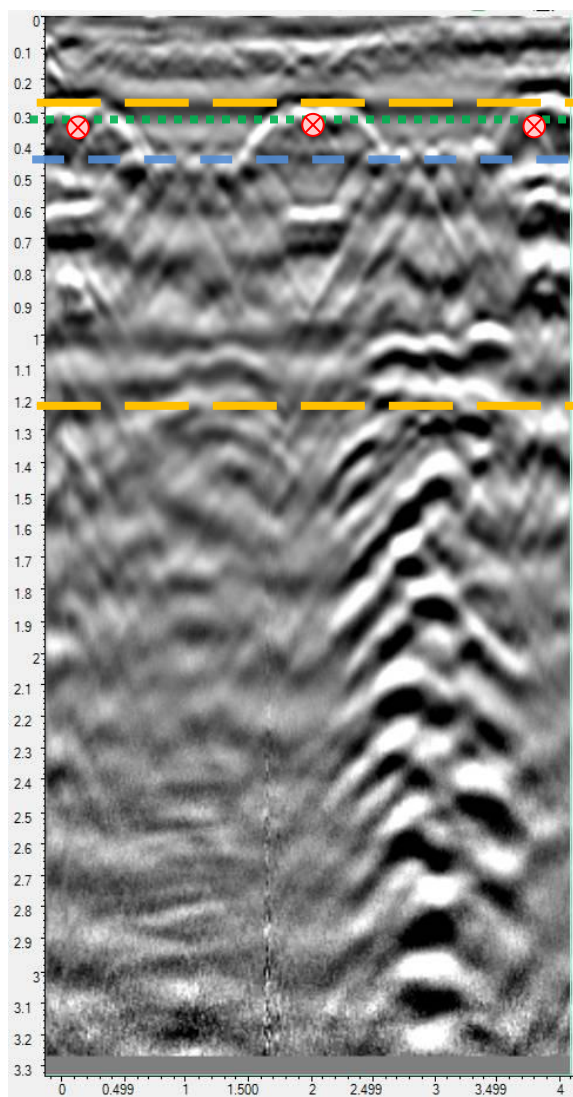
⊗ Tondini d'armatura ravvicinati

■ Pilastro/Spalla di c.a

GEORADAR | Sezioni trasversali degli appoggi

9 | Appoggio intermedio

13 | Appoggio spalla



Legenda:

— — — Armatura inferiore della soletta di c.a.

+ Tondini d'armatura

— Intradosso trave trasversale di c.a.

— . Profilo della sezione di c.a.

..... Armatura superiore delle travi di c.a.

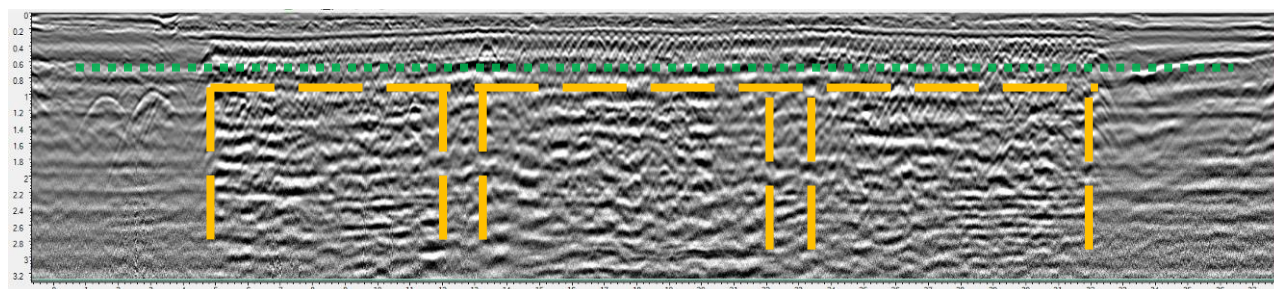
⊗ Tondini d'armatura ravvicinati

■ Pilastro/Spalla di c.a.

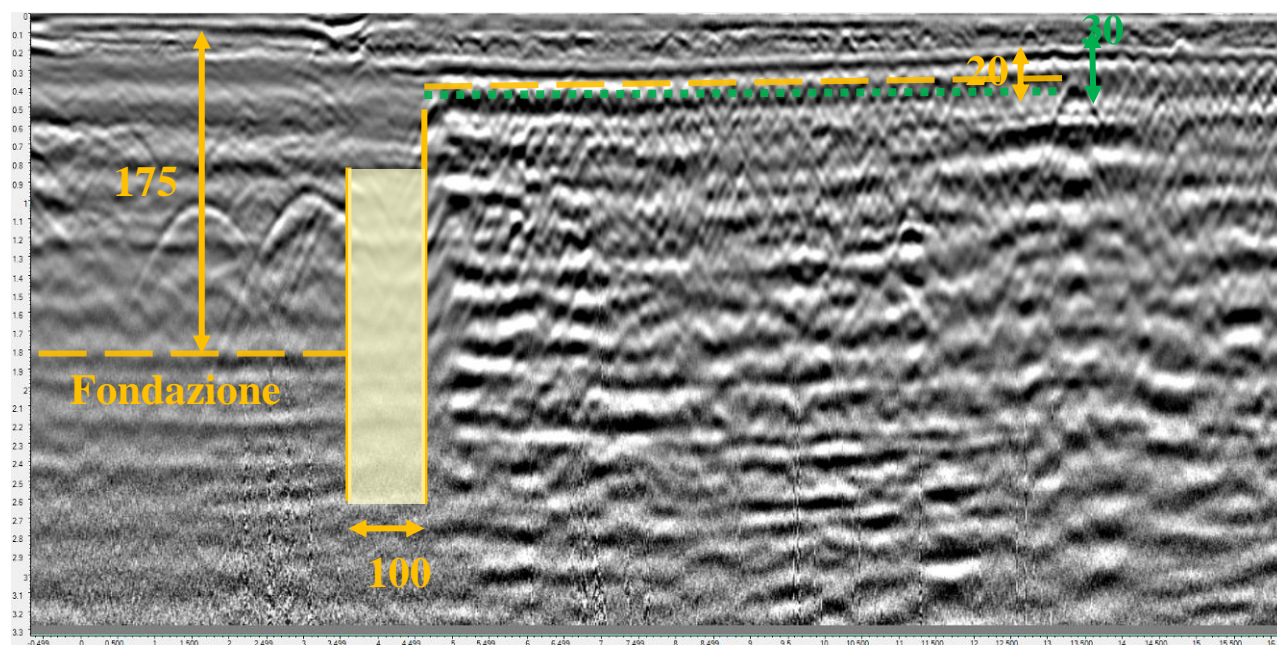
GEORADAR | Sezione longitudinale su trave laterale

1 | Direzione da DX → SX

Profilo longitudinale della trave



Spalla DX



Legenda:

— — — Armatura inferiore della soletta di c.a.

+ Tondini d'armatura

— Intradosso trave trasversale di c.a.

— . Profilo della sezione di c.a

..... Armatura superiore delle travi di c.a.

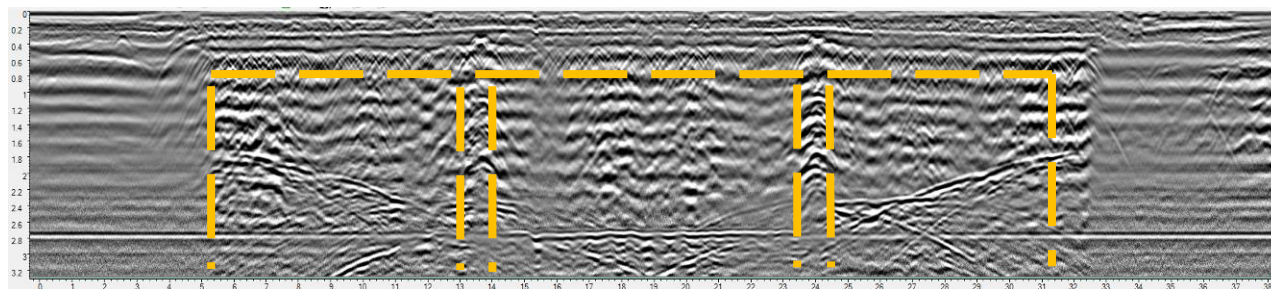
⊗ Tondini d'armatura ravvicinati

■ Pilastro/Spalla di c.a

GEORADAR | Sezione longitudinale su trave laterale

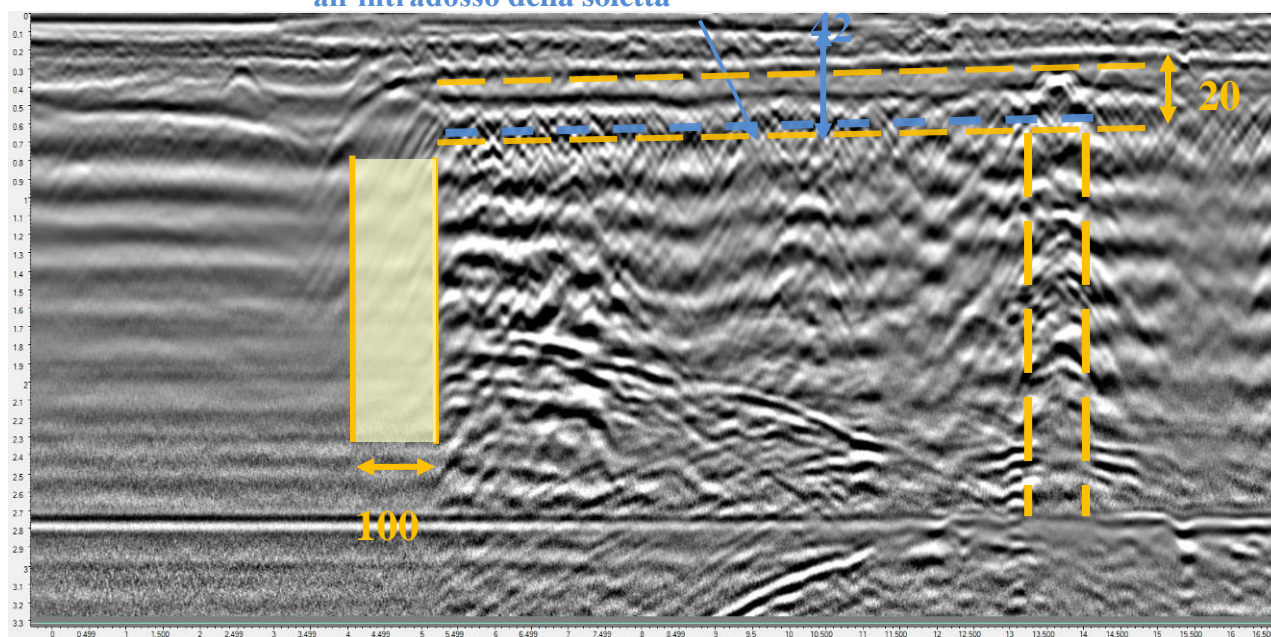
4 | Direzione da SX → DX

Profilo longitudinale della soletta



Spalla SX

Passo 10 cm armatura
all'intradosso della soletta



Legenda:

— — — Armatura inferiore della soletta di c.a.

+ Tondini d'armatura

— Intradosso trave trasversale di c.a.

— . Profilo della sezione di c.a

..... Armatura superiore delle travi di c.a.

⊗ Tondini d'armatura ravvicinati

■ Pilastro/Spalla di c.a

5. PROVA DINAMICA

5.1 ATTREZZATURA DI PROVA E MODALITÀ DI REGISTRAZIONE

Le prove dinamiche sono consistite nella misura delle vibrazioni di tipo ambientale, in cui l'eccitazione è data da fattori quali vento, traffico sulla viabilità limitrofa, microtremori, ecc. oltre a vibrazioni indotte dai passaggi di veicoli fatti transitare al centro della carreggiata ove, al fine di dare maggior corpo alle vibrazioni generate, era stato posizionato un dosso artificiale in materiale plastico. Per ogni misurazione condotta è stata quindi registrata la risposta degli impalcati oggetto di prova per poi effettuare, attraverso tecniche di analisi modale operativa (OMA) e/o analisi dinamica nel dominio delle frequenze, la stima delle grandezze che caratterizzano la risposta dinamica della struttura.

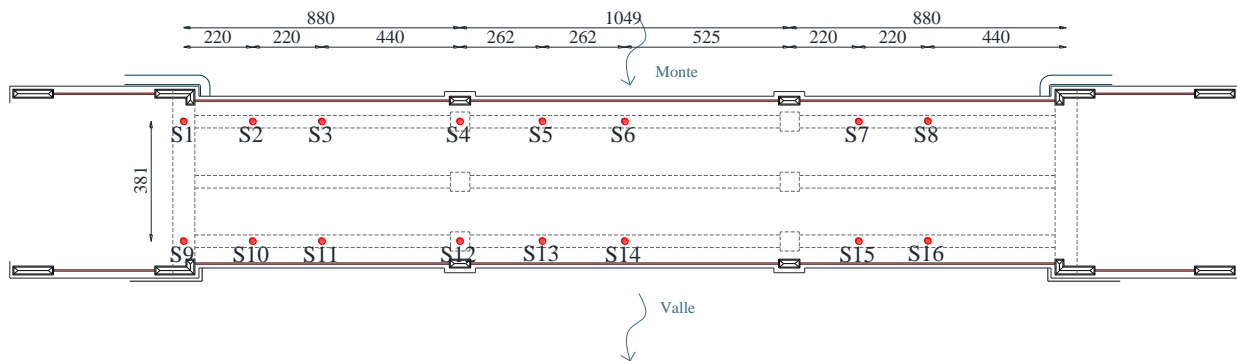
Con riferimento allo schema grafico di seguito riportato, sono stati installati n. 16 accelerometri disposti in direzione verticale all'estradosso dell'impalcato (8 per ogni lato).

Sensori accelerometrici

Per quanto concerne la caratterizzazione degli accelerometri utilizzati, sono stati impiegati accelerometri ICP 393B12 della PCP Piezotronics, caratterizzati da elevata sensibilità (10 V/g), risoluzione dell'ordine di $8 \times \mu\text{g}$ rms capaci di operare nel campo di frequenza sino a 2000 Hz. Le caratteristiche principali dei sensori utilizzati sono:

▪ . Costruttore:	PCP Piezotronics (USA)	
▪ . Modello:	ICP (M) 393B12	
▪ . Principio di funzionamento:	piezoelettrico con elemento sensibile in ceramica	
▪ . Campo di misura:	0,5 g_{peak}	5 (m/s^2) peak
▪ . Campo di frequenza (5 %):	0,15 ÷ 1000 Hz	
▪ . Campo di frequenza (10 %):	0,10 ÷ 2000 Hz	
▪ . Frequenza di risonanza:	> 12 khz	
▪ . Sensibilità:	10 V/g	1 (V)/(m/s^2)
▪ . Sensibilità trasversale:	< 7 %	
▪ . Risoluzione:	> $8 \times \mu\text{g}$ rms	80 ($\mu\text{m/s}^2$) rms
▪ . Limite di accelerazione allo shock:	5.000 g	50.000 m/s^2
▪ . Alimentazione:	18 ÷ 30 Vdc	
▪ . Non linearità ed isteresi:	< ± 1 %	
▪ . Massa:	210 grammi	

In relazione alla conformazione della struttura da esaminare e al comportamento dinamico atteso sono stati monitorati complessivamente n. 16 punti, come di seguito schematizzato:



Schema posizione sensori per prova dinamica

5.2 SISTEMA DI REGISTRAZIONE

I singoli trasduttori sono stati collegati in cascata ad un “condizionatore di segnale”, ad un filtro antialiasing con frequenza di taglio pari a 50 Hz e infine al sistema di registrazione vero e proprio.

Il monitoraggio è stato effettuato il giorno 12/08/2019.

Sistema di acquisizione basato su standard Quantum X della HBM a 24 bit in grado di assicurare un'elevata risoluzione nella registrazione di segnali di ampiezza anche di molto piccola quali quelli determinati dall'eccitazione ambientale.

Tutti i sensori di misura sono stati acquisiti contemporaneamente mediante specifico sistema di acquisizione dinamico multicanale.

La frequenza di campionamento è stata assunta pari a $f_s=200$ Hz e i dati sono stati registrati in file di durata pari a 30 minuti (1800 sec – 180000 punti).

5.3 L'ELABORAZIONE DEI DATI

I dati registrati sono stati elaborati con il programma: “Operational Modal Analysis “ sviluppato da LMS che permette l'individuazione del numero di modi presenti nell'intervallo di frequenza analizzato, la stima dei parametri modali con la tecnica nota come Polimax e la successiva individuazione di alcuni indici per una valutazione dell'affidabilità delle stime effettuate.

L'elaborazione è stata sviluppata secondo i seguenti passi.

A) Scelta dell'intervallo di registrazione da utilizzare per le elaborazioni

Poiché l'eccitazione ambientale presenta le caratteristiche tipiche di un segnale random non stazionario con la sovrapposizione in alcuni casi di transitori di tipo impulsivo dovuti ad attività antropica, è stata dapprima effettuata una verifica della qualità delle registrazioni per una scelta degli intervalli durante i quali l'eccitazione mostrava maggior regolarità e fosse comunque di intensità sufficiente ad eccitare i modi principali della struttura.

B) Calcolo della matrice della Densità Spettrale di Potenza

La matrice delle densità spettrali è il punto di partenza per l'utilizzo dell'algoritmo Polimax; fra le diverse tecniche disponibili per il calcolo della densità spettrale di un processo random, avendo a disposizione un numero elevato di campioni, si è fatto uso del metodo classico che determina la densità spettrale come media delle densità spettrali di ogni singolo campione.

Pertanto il calcolo è stato eseguito nel modo seguente:

- applicazione ad ogni singolo campione della finestra di Hanning
- calcolo della trasformata di Fourier discreta di ogni campione definita come:

$$DFT_x^i = \sum_{n=0}^{N-1} x_n^i \cdot e^{-\frac{2\pi i}{N} kn}, \quad k = 0, \dots, N-1$$

- calcolo della densità spettrale del campione i-esimo

$$PSD_{xx}^i = \frac{1}{T} \cdot (DFT_x^i)^* \cdot DFT_x^i \quad \text{densità spettrale di potenza diretta per la time history } x_n$$

$$PSD_{xy}^i = \frac{1}{T} \cdot (DFT_x^i)^* \cdot DFT_y^i \quad \text{densità spettrale di potenza incrociata tra le time history } x_n \text{ e } y_n$$

essendo :

$(DFT_x)^*$ e $(DFT_y)^*$ i complessi coniugati rispettivamente di DFT_x e DFT_y

- calcolo della densità spettrale dell'intero processo

$$PSD_{xx} = \frac{1}{N} \sum_i PSD_{xx}^i \quad PSD_{xy} = \frac{1}{N} \sum_i PSD_{xy}^i$$

Poiché il calcolo della trasformata di Fourier è stato eseguito utilizzando un numero di punti $N_p = 8192$ sui 180000 disponibili l'effettiva durata della registrazione è risultata essere di 82 s e conseguentemente la risoluzione in frequenza è stata pari a 0.01 Hz, valore del tutto adeguato per cogliere in modo accurato il comportamento dinamico della struttura.

C) L'identificazione modale con il metodo Polimax

Il metodo utilizzato per la determinazione dei parametri modali, sviluppato da LMS, è noto come "PoliMax Modal Parameter Estimation Method" e permette, a partire dalla conoscenza degli spettri della risposta, di determinare i poli (frequenze proprie); tali parametri vengono ottenuti attraverso la minimizzazione di una opportuna funzione errore una volta scelto l'ordine (e quindi il numero di poli) con cui può essere decomposta la matrice delle densità spettrali.

In pratica il processo di individuazione dei modi procede partendo da modelli che hanno un ordine molto superiore rispetto ai modi presumibilmente presenti nel campo di frequenza esplorato ed escludendo poi attraverso il ricorso al diagramma di stabilizzazione i modi spuri (introdotti cioè dal metodo di calcolo) da quelli fisici.

Tale scelta si opera ricalcolando i parametri di modelli il cui ordine viene di volta in volta diminuito; nel corso di questo processo soltanto i poli effettivi del sistema rimangono stabili.

D) Validazione dei dati

Il grado di confidenza sui valori dei parametri modali estratti con il metodo Polimax può essere valutato tramite il calcolo di una serie di indici; fra questi il più significativo è l'indicatore MAC.

Modal Assurance Criterion (MAC)

L'indicatore MAC per due vettori complessi X e Y assume un valore prossimo ad 1 se fra i due vettori esiste una relazione lineare mentre assume un valore circa 0 per vettori linearmente indipendenti; applicato alle forme modali stimate permette dunque una verifica della loro ortogonalità.

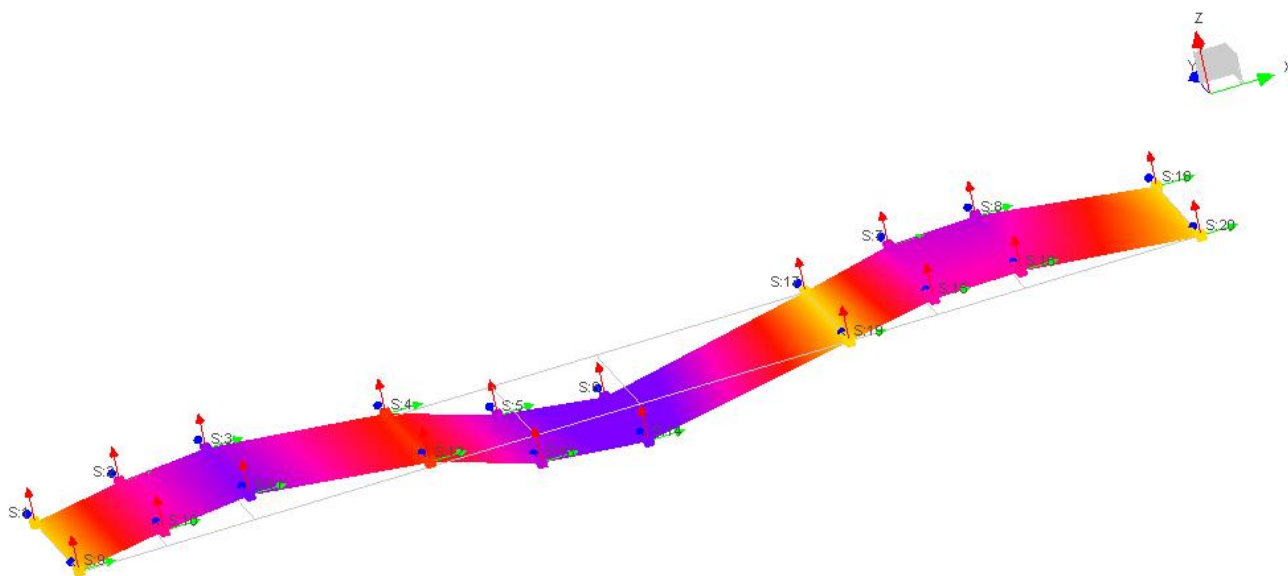
5.4 I MODI SPERIMENTALI INDIVIDUATI

Il processo di analisi della risposta ambientale del serbatoio ha portato ad individuare i primi n. 2 modi principali. La tabella successiva riporta la frequenza propria di ciascun modo individuato, oltre a descrivere in modo indicativo la deformata:

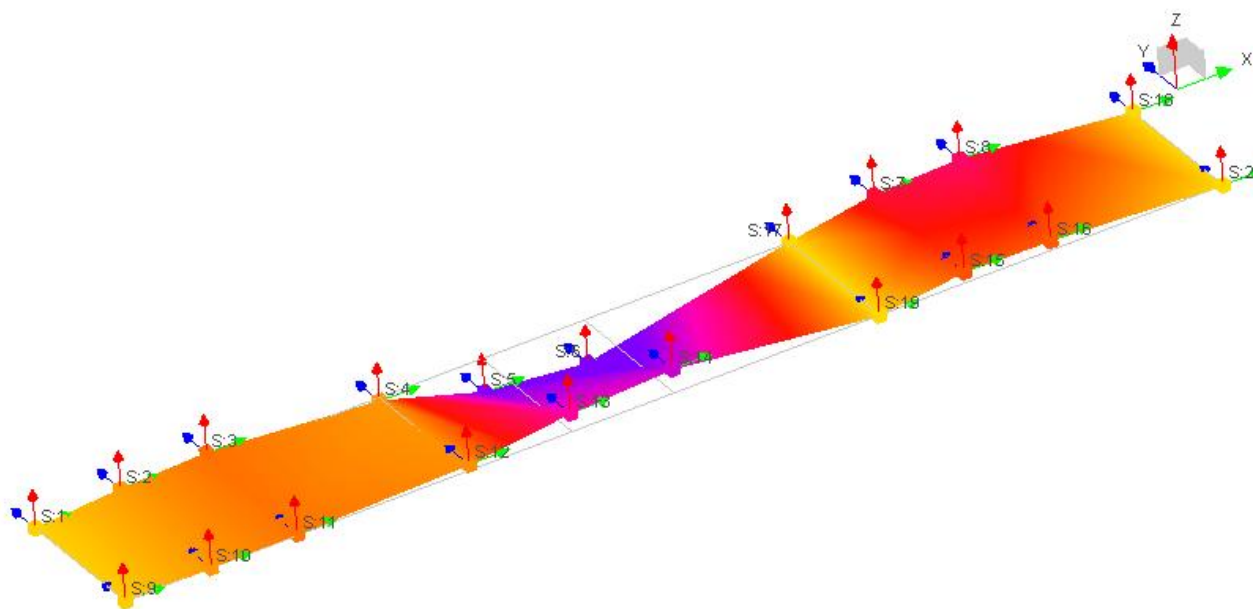
Modo	Frequenza	Deformata indicativa
N° 1	15.42 Hz	Modo proprio di vibrare di natura flessionale. Tutti i punti monitorati appartenenti alla stessa campata sono in fase tra loro. I sensori della campata centrale risultano controfase rispetto ai sensori posizionati sulle campate laterali.
N° 2	18,76 Hz	Modo proprio di vibrare di natura torsionale. In tutte le campate, i sensori posizionati sul lato di monte risultano in controfase rispetto ai sensori posizionati sul lato di valle.

Risultati dell'analisi modale

Di seguito vengono riportate le forme modali individuate in precedenza.



Modo 1 – Frequenza 15,42 Hz



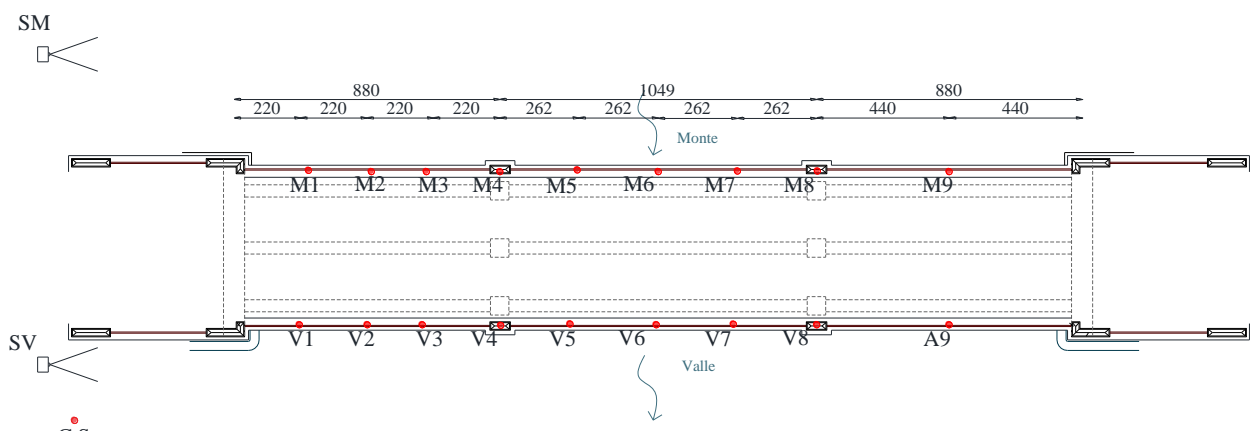
Modo 2 – Frequenza 18,76 Hz

6. PROVA DI CARICO STATICA

6.1 MODALITÀ ESECUTIVE

Per la misura delle deflessioni del manufatto in esame sono stati utilizzati n.2 livelli ottici di precisione con letture alle stadie su codici a barre (posizionati nelle stazioni SV e SM), con i quali sono stati tracciati i punti di misura collocati rispettivamente lungo lo sviluppo di valle e di monte del ponte.

In particolare, con riferimento al disegno sotto riportato, i punti di misura sono stati in numero pari a 18, in ragione di n. 9 + 9 mire contrapposte a monte e a valle.



Schema della posizione delle stadie

Nel dettaglio i sensori sono stati posizionati come di seguito elencato:

- c.s. è il punto di riferimento esterno;
- S è il punto di stazione;
- M1÷9 e V1÷9 sono i punti di misura;

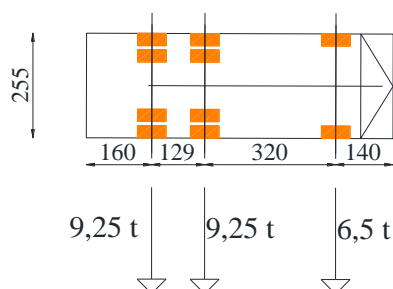
Le letture degli spostamenti verticali sono state eseguite con livello ottico con codice a barre, risoluzione dell'ordine del 1/10 di mm. Di seguito si presentano alcune immagini relative alla strumentazione utilizzata per l'esecuzione della prova.



Livello ottico

La prove di carico statiche sono state eseguite utilizzando come carico il seguente autocarro a 3 assi di cui in seguito si riportano le pesature ed il figurino geometrico.

Veicolo: TARGA MI 7Z4450



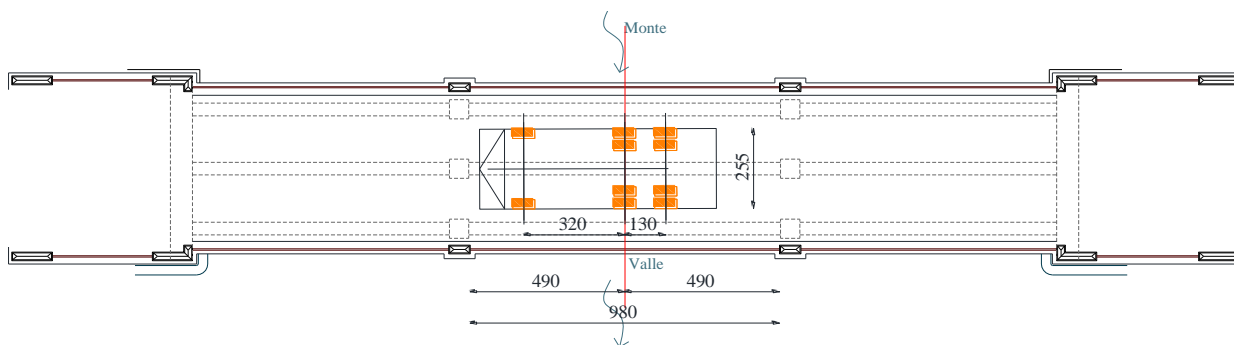
Figurino veicolo targato MI 7Z4450

<p>1° ASSE</p> <p>ID: NUMERO: TARGA: 40 7249</p> <p>15-OTT-2019 07:45 BIL 1 PRIMO PESO 6500 kg</p> <p>GERVASI SOCIETÀ PER AZIONI</p> <p>GERVASI MARIO S.r.l. - Via S. Pertini, 58 Codogno (LO) - Tel. e Fax 0377.437131</p>	<p>LOLLO</p> <p>ID: NUMERO: TARGA: 39 7248</p> <p>15-OTT-2019 07:44 BIL 1 PRIMO PESO 24960 kg</p> <p>GERVASI SOCIETÀ PER AZIONI</p> <p>GERVASI MARIO S.r.l. - Via S. Pertini, 58 Codogno (LO) - Tel. e Fax 0377.437131</p>	<p>TARGA</p> <p>ID: NUMERO: TARGA: 38 7244</p> <p>15-OTT-2019 07:21 BIL 1 PRIMO PESO 13740 kg</p> <p>GERVASI SOCIETÀ PER AZIONI</p> <p>GERVASI MARIO S.r.l. - Via S. Pertini, 58 Codogno (LO) - Tel. e Fax 0377.437131</p>
--	---	---

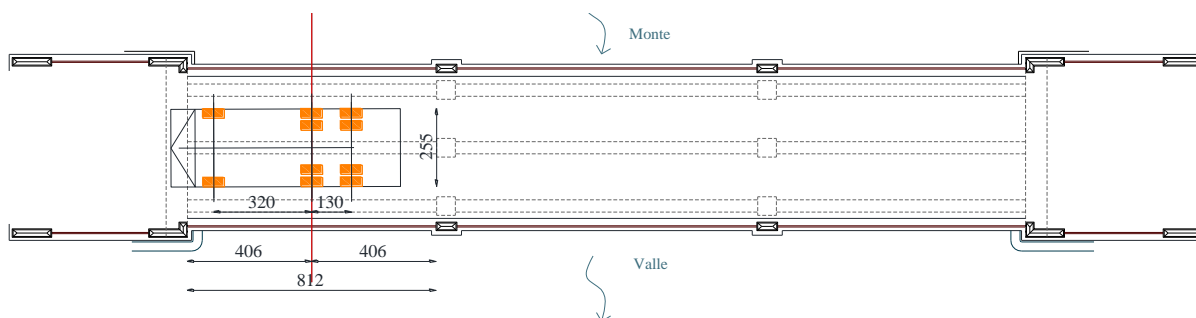
Pesatura veicolo targato MI 7Z4450

6.2 SCHEMI DI CARICO

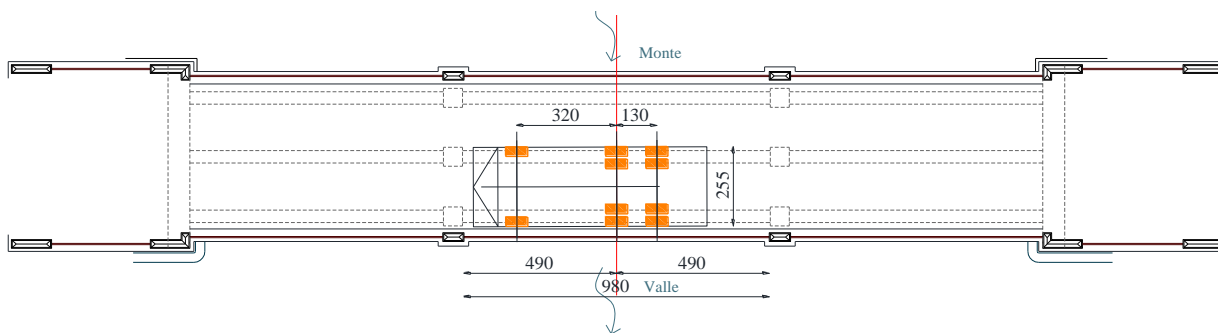
Le prove di carico statica è stata eseguita applicando in successione gli schemi di carico di seguito riportati.



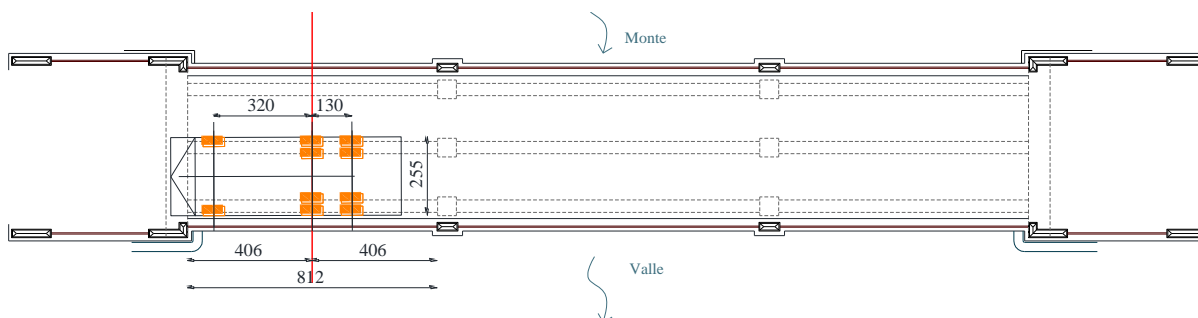
Schema 1



Schema 2



Schema 3



Schema 4

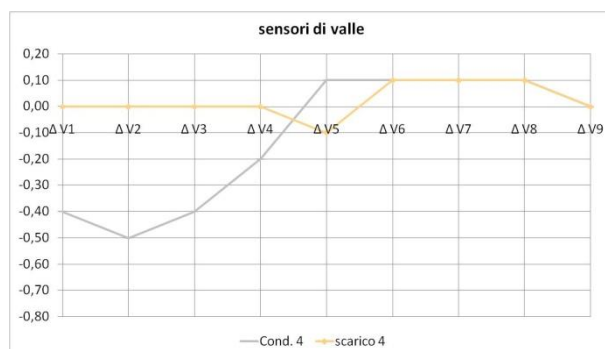
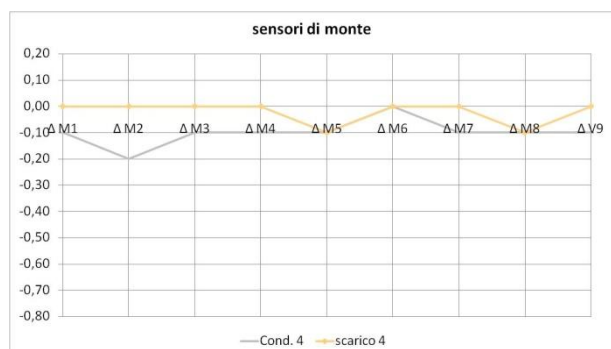
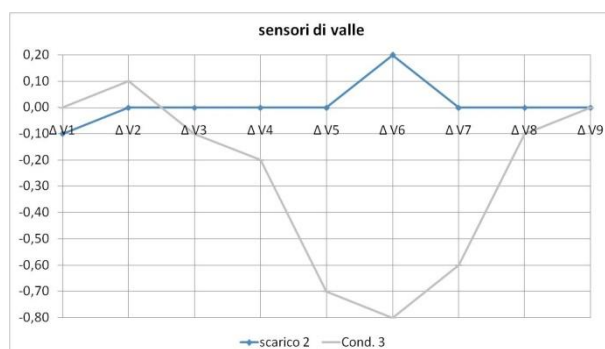
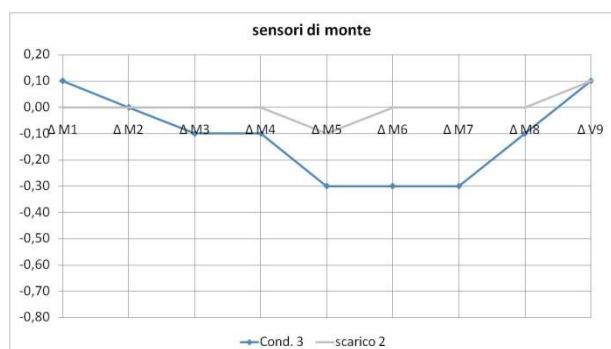
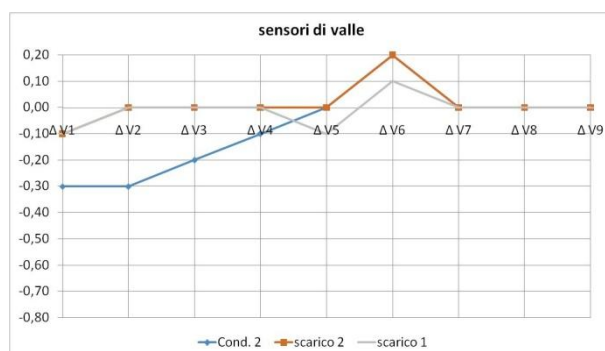
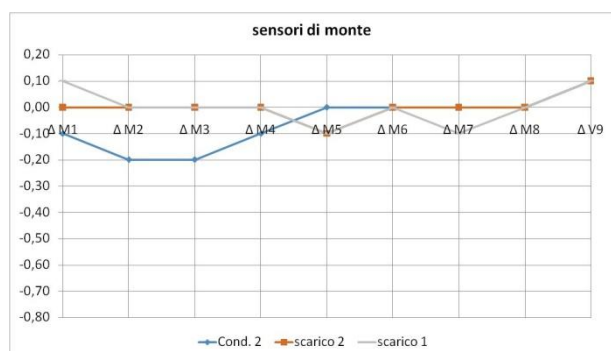
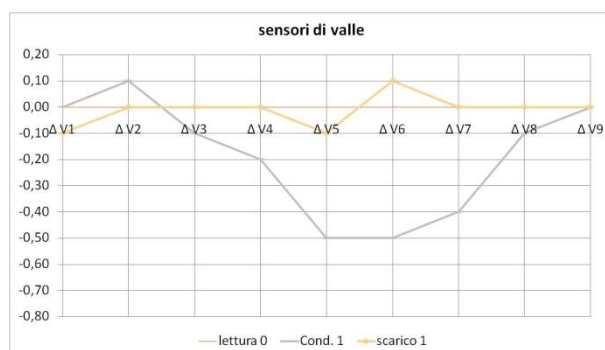
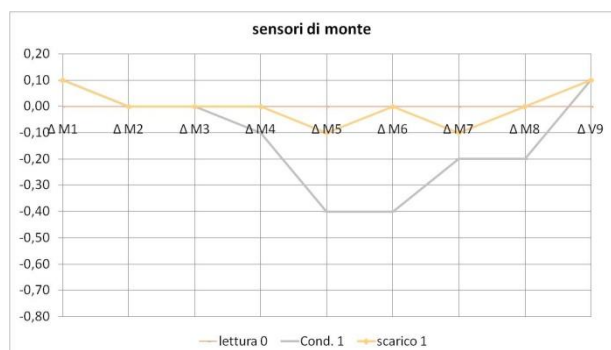
6.3 RISULTATI OTTENUTI

Vengono di seguito riportate le misure ed il grafico dell'andamento delle frecce rilevate nel corso dell'intera prova per le diverse fasi di carico depurate della lettura iniziale eseguita a ponte scarico.

SENSORI LATO MONTE										
Condizione di carico	Δ C.S.	Δ M1	Δ M2	Δ M3	Δ M4	Δ M5	Δ M6	Δ M7	Δ M8	Δ M9
	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]
lettura 0	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
Cond. 1	0,10	0,10	0,00	0,00	-0,10	-0,40	-0,40	-0,20	-0,20	0,10
scarico 1	0,10	0,10	0,00	0,00	0,00	-0,10	0,00	-0,10	0,00	0,10
Cond. 2	0,10	-0,10	-0,20	-0,20	-0,10	0,00	0,00	0,00	0,00	0,10
scarico 2	0,10	0,00	0,00	0,00	0,00	-0,10	0,00	0,00	0,00	0,10
Cond. 3	0,10	0,10	0,00	-0,10	-0,10	-0,30	-0,30	-0,30	-0,10	0,10
Cond. 4	0,00	-0,10	-0,20	-0,10	-0,10	-0,10	0,00	-0,10	-0,10	-0,10
scarico 4	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	-0,10	0,00	0,00	-0,10	0,00

SENSORI LATO VALLE										
Condizione di carico	Δ C.S.	Δ V1	Δ V2	Δ V3	Δ V4	Δ V5	Δ V6	Δ V7	Δ V8	Δ V9
	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]
lettura 0	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
Cond. 1	0,10	0,00	0,10	-0,10	-0,20	-0,50	-0,50	-0,40	-0,10	0,00
scarico 1	0,20	-0,10	0,00	0,00	0,00	-0,10	0,10	0,00	0,00	0,00
Cond. 2	0,20	-0,30	-0,30	-0,20	-0,10	0,00	0,20	0,00	0,00	0,00
scarico 2	0,20	-0,10	0,00	0,00	0,00	0,00	0,20	0,00	0,00	0,00
Cond. 3	0,20	0,00	0,10	-0,10	-0,20	-0,70	-0,80	-0,60	-0,10	0,00
Cond. 4	0,10	-0,40	-0,50	-0,40	-0,20	0,10	0,10	0,10	0,10	0,00
scarico 4	0,10	0,00	0,00	0,00	0,00	-0,10	0,10	0,10	0,10	0,00

Si riportano ora i diagrammi relativi alle deflessioni registrate sulle mire a valle e a monte lungo l'asse longitudinale del ponte, nei differenti schemi di carico.



Di seguito si riportano alcune immagini che raffigurano alcuni degli schemi di carico eseguiti.



Schema 1



Schema 2



Schema 3

RAPPORTO TECNICO DI PROVA

Indagini Diagnostiche e Conoscitive, prova dinamica e prova di carico statica sul Ponte n° 3 di proprietà AIPO, sito nel comune di Castelnuovo Bocca d'Adda (LO)

ALLEGATI

1. RAPPORTI DI PROVA
2. PIANO DELLE INDAGINI
3. TAVOLE DEI DETTAGLI COSTRUTTIVI
4. TAVOLE DELL'ANALISI E DELLA LETTURA DEL DEGRADO

Laboratorio Prove Materiali

Pag. 1 di 1

RAPPORTO DI PROVA
n. RdP/19/0927/CS-10

Autorizzazione

Decreto Ministeriale n. 0000049

Art. 20 - Legge 5-11-71 n. 1086

Art. 59 - D.P.R. 06-06-01 n. 380

PROVA DI COMPRESSIONE
su provini di calcestruzzo

Committente: P&P CONSULTING ENGINEERS srl – VIA PASTRENCO, 9 – 24068 SERIATE (BG)

Richiesta : Lettera del 24.07.2019 Accettazione n. : 0927

Oggetto : N. 7 carote di calcestruzzo Resistenza caratteristica dichiarata [MPa] : NON DICHIARATO

Cemento dichiarato : Dosaggio [kg/m³] :

Luogo del prelievo : PONTI SUL COLATORE GRANDIOLO IN COMUNE DI CASTELNUOVO BOCCA D'ADDA (LO)

Opera: C1.2÷C2.2: SPALLE - C1.3÷C5.3: PILASTRI – SPALLE - FONDAZIONI

Committente dell'opera : AIPO

Impresa costruttrice :

Denuncia:

Direttore lavori : Richiesta prove firmata dal Direttore Lavori : NO

Data ricevimento provini : 25.07.2019 Data di prova : 29.07.2019

Norma di riferimento : NTC 2018 - UNI EN 12390-1:2012 - UNI EN 12390-7:2009 - UNI EN 12390-3:2009

PROVINO n.	DATA PRELIEVO DICHIARATA	CONTRASSEGNI SUI PROVINI	SPIANATURA PROVINI (*)	DIMENSIONI (mm)		MASSA VOLUMICA [kg/m ³]	RESISTENZA A COMPRESSIONE [MPa]	TIPO DI ROTTURA (**)
				Ø	h			
1	11.06.2019	C1.2	SI	75	75	2210	15,4	S
2	11.06.2019	C2.2	SI	75	75	2080	4,6	S
3	11.06.2019	C1.3	SI	75	75	2100	12,7	S
4	11.06.2019	C2.3	SI	75	75	2280	28,1	S
5	11.06.2019	C3.3	SI	75	75	2270	27,4	S
6	11.06.2019	C4.3	SI	75	75	2310	33,7	S
7	11.06.2019	C5.3	SI	75	75	2300	22,7	S

(*) Spianatura provini: SI = effettuata; NO = provino conforme alla norma di riferimento.

(**) Tipo di rottura : S = soddisfacente (bitronco-conica); A÷K = non soddisfacente (UNI EN 12390-3, fig. 4)

Note:

Seriate, lì 01.08.2019

Lo Sperimentatore

Il Direttore del Laboratorio
(Belotti ing. Ivan)

Il presente Rapporto di prova non costituisce certificato utile ai fini della procedura prevista dalla legge 1086/71.

I risultati contenuti nel presente Rapporto si riferiscono esclusivamente all'oggetto provato.

Il documento non può essere riprodotto parzialmente, salvo approvazione scritta del Laboratorio.

Laboratorio Prove Materiali

Pag. 1 di 1

RAPPORTO DI PROVA
n. RdP/19/0927/CS-09

Autorizzazione

Decreto Ministeriale n. 0000049

Art. 20 - Legge 5-11-71 n. 1086

Art. 59 - D.P.R. 06-06-01 n. 380

PROVA DI COMPRESSIONE

su provini di calcestruzzo

Committente: P&P CONSULTING ENGINEERS srl – VIA PASTRENCO, 9 – 24068 SERIATE (BG)

Richiesta : Lettera del 24.07.2019 Accettazione n. : 0927

Oggetto : N. 9 carote di calcestruzzo Resistenza caratteristica dichiarata [MPa] : NON DICHIARATO

Cemento dichiarato : Dosaggio [kg/m³] :

Luogo del prelievo : PONTI SUL COLATORE GRANDIOLO IN COMUNE DI CASTELNUOVO BOCCA D'ADDA (LO)

Opera: C1.1÷C10.1: PILASTRI – SPALLE - FONDAZIONI

Committente dell'opera : AIPO

Impresa costruttrice :

Denuncia:

Direttore lavori : Richiesta prove firmata dal Direttore Lavori : NO

Data ricevimento provini : 25.07.2019 Data di prova : 29.07.2019

Norma di riferimento : NTC 2018 - UNI EN 12390-1:2012 - UNI EN 12390-7:2009 - UNI EN 12390-3:2009

PROVINO n.	DATA PRELIEVO DICHIARATA	CONTRASSEGNI SUI PROVINI	SPIANATURA PROVINI (*)	DIMENSIONI [mm]		MASSA VOLUMICA [kg/m ³]	RESISTENZA A COMPRESSIONE [MPa]	TIPO DI ROTTURA (**)
				Ø	h			
1	10.06.2019	C1.1	SI	75	75	2160	31,3	S
2	10.06.2019	C2.1	SI	75	75	2300	56,6	S
3	10.06.2019	C3.1	SI	75	75	2300	46,9	S
4	10.06.2019	C5.1	SI	75	75	2060	7,1	S
5	10.06.2019	C6.1	SI	75	75	2150	18,8	S
6	10.06.2019	C7.1	SI	75	75	2280	41,3	S
7	10.06.2019	C8.1	SI	75	75	2280	41,8	S
8	10.06.2019	C9.1	SI	75	75	2160	21,9	S
9	10.06.2019	C10.1	SI	75	75	2110	16,9	S

(*) Spianatura provini: SI = effettuata; NO = provino conforme alla norma di riferimento.

(**) Tipo di rottura : S = soddisfacente (bitronco-conica); A+K = non soddisfacente (UNI EN 12390-3, fig. 4)

Note:

Seriate, lì 01.08.2019

Lo Sperimentatore

Il Direttore del Laboratorio
(Belotti ing. Ivan)

Il presente Rapporto di prova non costituisce certificato utile ai fini della procedura prevista dalla legge 1086/71.

I risultati contenuti nel presente Rapporto si riferiscono esclusivamente all'oggetto provato.

Il documento non può essere riprodotto parzialmente, salvo approvazione scritta del Laboratorio.

Laboratorio Prove Materiali
Pag. 1 di 1**RAPPORTO DI PROVA**
n. RdP/19/0927/CS-11Autorizzazione
Decreto Ministeriale n. 0000049
Art. 20 - Legge 5-11-71 n. 1086
Art. 59 - D.P.R. 06-06-01 n. 380**PROVA DI COMPRESSIONE**
su provini di calcestruzzo

Committente: P&P CONSULTING ENGINEERS srl – VIA PASTRENCO, 9 – 24068 SERIATE (BG)

Richiesta: Lettera del 24.07.2019 Accettazione n.: 0927

Oggetto: N. 7 carote di calcestruzzo Resistenza caratteristica dichiarata [MPa]: NON DICHIARATO

Cemento dichiarato: Dosaggio [kg/m³]:

Luogo del prelievo: PONTI SUL COLATORE GRANDIOLO IN COMUNE DI CASTELNUOVO BOCCA D'ADDA (LO)

Opera: C1.4÷C7.4: PILASTRI – SPALLE – FONDAZIONI

Committente dell'opera: AIPO

Impresa costruttrice:

Denuncia:

Direttore lavori: Richiesta prove firmata dal Direttore Lavori: NO

Data ricevimento provini: 25.07.2019 Data di prova: 29.07.2019

Norma di riferimento: NTC 2018 - UNI EN 12390-1:2012 - UNI EN 12390-7:2009 - UNI EN 12390-3:2009

PROVINO n.	DATA PRELIEVO DICHIARATA	CONTRASSEGNI SUI PROVINI	SPIANATURA PROVINI (*)	DIMENSIONI [mm]		MASSA VOLUMICA [kg/m ³]	RESISTENZA A COMPRESSIONE [MPa]	TIPO DI ROTTURA (**)
				Ø	h			
1	13.06.2019	C1.4	SI	75	75	2280	22,4	S
2	13.06.2019	C2.4	SI	75	75	2270	29,2	S
3	13.06.2019	C3.4	SI	75	75	2230	19,5	S
4	13.06.2019	C4.4	SI	75	75	2320	36,7	S
5	13.06.2019	C5.4	SI	75	75	2360	29,2	S
6	13.06.2019	C6.4	SI	75	75	2220	13,7	S
7	13.06.2019	C7.4	SI	75	75	2180	23,3	S

(*) Spianatura provini: SI = effettuata; NO = provino conforme alla norma di riferimento.

(**) Tipo di rottura: S = soddisfacente (bitronco-conica); A÷K = non soddisfacente (UNI EN 12390-3, fig. 4)

Note:

Seriate, li 01.08.2019

Lo Sperimentatore

Il Direttore del Laboratorio
(Belotti ing. Ivan)

Il presente Rapporto di prova non costituisce certificato utile ai fini della procedura prevista dalla legge 1086/71.
I risultati contenuti nel presente Rapporto si riferiscono esclusivamente all'oggetto provato.
Il documento non può essere riprodotto parzialmente, salvo approvazione scritta del Laboratorio.

Laboratorio Prove Materiali
Pag. 1 di 1**RAPPORTO DI PROVA**
n. RdP/19/1215/FE-03Autorizzazione
Decreto Ministeriale n. 0000049
Art. 20 - Legge 5-11-71 n. 1086
Art. 59 - D.P.R. 06-06-01 n. 380**PROVE SU BARRE D'ARMATURA**

Committente : P&P CONSULTING ENGINEERS srl – VIA PASTRENCO, 9 – 24068 SERIATE (BG)

Richiesta : Lettera del 03.10.2019 Accettazione n. : 1215

Oggetto: n.7 barre lisce da c.a. normale: Produttore : NON DICHIARATO

Tipo di acciaio : N.D. Diametro nominale: 12-24-12-12-6-12-20 mm

Luogo del prelievo : PONTI SUL COLLETTORE GANDIOLO – CASTELNUOVO BOCCA D'ADDA (LO)

Opera:

Committente dell'opera : AIPO – VIA TARAMELLI, 12 - MILANO

Impresa costruttrice :

Denuncia:

Direttore lavori : Richiesta prove firmata dal Direttore Lavori : NO

Data ricevimento provini: 07.10.2019 Data di prova: 08.10.2019

Norma di riferimento: NTC 2018 - UNI-EN 15630-1:2010

Marchio di identificazione: Ø

Ø

Ø

BARRA		CONTROLLO DIMENSIONALE		PROVA DI TRAZIONE					PROVA DI PIEGAMENTO		AREA RELATIVA DI NERVATURA [f_t]
Ø	n°	Sezione [mm ²]	Massa [kg/m]	Tensione di snervamento f_y [MPa]	Tensione di rottura f_t [MPa]	f_y / f_{yk}	f_t / f_y	Allungamento A_{gt} [%]	Diametro mandrino [mm]	Esito	
12	PR 1.1	113,7	0,892	305,3	474,2	0,68	1,55	12,3			
24	PR 2.1	484,0	3,799	315,3	444,6	0,70	1,41	15,6			
12	PR 1.2	114,6	0,900	264,4	407,5	0,59	1,54	22,4			
12	PR 2.2	114,4	0,898	267,6	366,4	0,59	1,37	18,6			
6	PR 1.3	36,8	0,289	323,0	428,8	0,72	1,33	16,4			
12	PR 2.3	113,4	0,890	283,9	447,9	0,63	1,58	15,7			
20	PR 1.4	300,0	2,355	274,0	344,0	0,61	1,26	12,4			

Note :

Seriate, li 10.10.2019

Lo Sperimentatore

Il Direttore del Laboratorio
(Belotti ing. Ivan)

Il presente Rapporto di prova non costituisce certificato utile ai fini della procedura prevista dalla legge 1086/71.

I risultati contenuti nel presente Rapporto si riferiscono esclusivamente all'oggetto provato.

Il documento non può essere riprodotto parzialmente, salvo approvazione scritta del Laboratorio.

Laboratorio Prove Materiali

Pag. 1 di 1

RAPPORTO DI PROVA
n. RdP/19/1215/CS-09

Autorizzazione

Decreto Ministeriale n. 0000049

Art. 20 - Legge 5-11-71 n. 1086

Art. 59 - D.P.R. 06-06-01 n. 380

PROVA DI COMPRESSIONE

su provini di calcestruzzo

Committente: P&P CONSULTING ENGINEERS srl – VIA PASTRENCO, 9 – 24068 SERIATE (BG)

Richiesta : Lettera del 04.10.2019 Accettazione n. : 1215

Oggetto : N. 6 carote di calcestruzzo Resistenza caratteristica dichiarata [MPa] : NON DICHIARATO

Cemento dichiarato : Dosaggio [kg/m³] :

Luogo del prelievo : PONTI SUL COLLETTORE GANDIOLO – CASTELNUOVO BOCCA D'ADDA (LO)

Opera: PILASTRI - FONDAZIONI

Committente dell'opera : AIPO – VIA TARAMELLI, 12 - MILANO

Impresa costruttrice :

Denuncia:

Direttore lavori : Richiesta prove firmata dal Direttore Lavori : NO

Data ricevimento provini : 07.10.2019 Data di prova : 10.10.2019

Norma di riferimento : NTC 2018 - UNI EN 12390-1:2012 - UNI EN 12390-7:2009 - UNI EN 12390-3:2009

PROVINO n.	DATA PRELIEVO DICHIARATA	CONTRASSEGNI SUI PROVINI	SPIANATURA PROVINI (*)	DIMENSIONI		MASSA VOLUMICA [kg/m ³]	RESISTENZA A COMPRESSIONE [MPa]	TIPO DI ROTTURA (**)
				Ø	h			
1	SETT/OTT. 2019	C12.1	SI	74	74	2250	25,7	S
2	SETT/OTT. 2019	C13.1	SI	74	74	2240	29,1	S
3	SETT/OTT. 2019	C15.1	SI	74	74	2350	34,6	S
4	SETT/OTT. 2019	C5.2	SI	74	74	2270	24,3	S
5	SETT/OTT. 2019	C8.2	SI	74	74	2340	26,6	S
6	SETT/OTT. 2019	C9.2	SI	74	74	2350	43,0	S

(*) Spianatura provini: SI = effettuata; NO = provino conforme alla norma di riferimento.

(**) Tipo di rottura : S = soddisfacente (bitronco-conica); A÷K = non soddisfacente (UNI EN 12390-3, fig. 4)

Note:

Seriate, li 10.10.2019

Lo Sperimentatore

Il Direttore del Laboratorio
(Belotti Ing. Ivan)

Il presente Rapporto di prova non costituisce certificato utile ai fini della procedura prevista dalla legge 1086/71.

I risultati contenuti nel presente Rapporto si riferiscono esclusivamente all'oggetto provato.

Il documento non può essere riprodotto parzialmente, salvo approvazione scritta del Laboratorio.

Laboratorio Prove Materiali

Pag. 1 di 1

RAPPORTO DI PROVA
n. RdP/19/1215/CS-10

Autorizzazione

Decreto Ministeriale n. 0000049

Art. 20 - Legge 5-11-71 n. 1086

Art. 59 - D.P.R. 06-06-01 n. 380

PROVA DI COMPRESSIONE

su provini di calcestruzzo

Committente: P&P CONSULTING ENGINEERS srl – VIA PASTRENCO, 9 – 24068 SERIATE (BG)

Richiesta: Lettera del 04.10.2019 Accettazione n.: 1215

Oggetto: N. 7 carote di calcestruzzo Resistenza caratteristica dichiarata [MPa]: NON DICHIARATO

Cemento dichiarato: Dosaggio [kg/m³]:

Luogo del prelievo: PONTI SUL COLLETORE GANDIOLO – CASTELNUOVO BOCCA D'ADDA (LO)

Opera: TRAVI

Committente dell'opera: AIPO – VIA TARAMELLI, 12 - MILANO

Impresa costruttrice:

Denuncia:

Direttore lavori: Richiesta prove firmata dal Direttore Lavori: NO

Data ricevimento provini: 07.10.2019 Data di prova: 10.10.2019

Norma di riferimento: NTC 2018 - UNI EN 12390-1:2012 - UNI EN 12390-7:2009 - UNI EN 12390-3:2009

PROVINO	DATA PRELIEVO DICHIARATA	CONTRASSEGNI SUI PROVINI	SPIANATURA PROVINI	DIMENSIONI		MASSA VOLUMICA	RESISTENZA A COMPRESSIONE	TIPO DI ROTTURA
n.			(*)	[mm]		[kg/m³]	[MPa]	(**)
				Ø	h			
1	SETT/OTT. 2019	C16.1	SI	74	74	2270	22,3	S
2	SETT/OTT. 2019	C17.1	SI	74	74	2310	19,9	S
3	SETT/OTT. 2019	C3.2	SI	74	74	2340	27,1	S
4	SETT/OTT. 2019	C4.2	SI	74	74	2330	32,4	S
5	SETT/OTT. 2019	C10.2	SI	74	74	2300	15,9	S
6	SETT/OTT. 2019	C11.2	SI	74	74	2360	21,5	S
7	SETT/OTT. 2019	C6.3	SI	74	74	2300	27,3	S

(*) Spianatura provini: SI = effettuata; NO = provino conforme alla norma di riferimento.

(**) Tipo di rottura: S = soddisfacente (bitronco-conica); A÷K = non soddisfacente (UNI EN 12390-3, fig. 4)

Note:

Seriate, il 10.10.2019

Lo Sperimentatore

Il Direttore del Laboratorio
(Belotti ing. Wan)

Il presente Rapporto di prova non costituisce certificato utile ai fini della procedura prevista dalla legge 1086/71.

I risultati contenuti nel presente Rapporto si riferiscono esclusivamente all'oggetto provato.

Il documento non può essere riprodotto parzialmente, salvo approvazione scritta del Laboratorio.

Laboratorio Prove Materiali

Pag. 1 di 1

RAPPORTO DI PROVA
n. RdP/19/1215/CS-11

Autorizzazione

Decreto Ministeriale n. 0000049

Art. 20 - Legge 5-11-71 n. 1086

Art. 59 - D.P.R. 06-06-01 n. 380

PROVA DI COMPRESSIONE

su provini di calcestruzzo

Committente: P&P CONSULTING ENGINEERS srl – VIA PASTRENCO, 9 – 24068 SERIATE (BG)

Richiesta : Lettera del 04.10.2019 Accettazione n. : 1215

Oggetto : N. 7 carote di calcestruzzo Resistenza caratteristica dichiarata [MPa] : NON DICHIARATO

Cemento dichiarato : Dosaggio [kg/m³] :

Luogo del prelievo : PONTI SUL COLLETTORE GANDIOLO – CASTELNUOVO BOCCA D'ADDA (LO)

Opera: TRAVI

Committente dell'opera : AIPO – VIA TARAMELLI, 12 - MILANO

Impresa costruttrice :

Denuncia:

Direttore lavori : Richiesta prove firmata dal Direttore Lavori : NO

Data ricevimento provini : 07.10.2019 Data di prova : 10.10.2019

Norma di riferimento : NTC 2018 - UNI EN 12390-1:2012 - UNI EN 12390-7:2009 - UNI EN 12390-3:2009

PROVINO	DATA PRELIEVO DICHIARATA	CONTRASSEGNI SUI PROVINI	SPIANATURA PROVINI	DIMENSIONI		MASSA VOLUMICA	RESISTENZA A COMPRESSIONE	TIPO DI ROTTURA
n.			(*)	[mm]		[kg/m³]	[MPa]	(**)
				Ø	h			
1	SETT/OTT. 2019	C7.3	SI	74	74	2360	37,7	S
2	SETT/OTT. 2019	C9.3	SI	74	74	2220	17,3	S
3	SETT/OTT. 2019	C10.3	SI	74	74	2340	35,9	S
4	SETT/OTT. 2019	C9.4	SI	74	74	2220	17,0	S
5	SETT/OTT. 2019	C10.4	SI	74	74	2200	23,6	S
6	SETT/OTT. 2019	C12.4	SI	74	74	2210	15,7	S
7	SETT/OTT. 2019	C13.4	SI	74	74	2200	11,0	S

(*) Spianatura provini: SI = effettuata; NO = provino conforme alla norma di riferimento.

(**) Tipo di rottura : S = soddisfacente (bitronco-conica); A÷K = non soddisfacente (UNI EN 12390-3, fig. 4)

Note:

Seriate, li 10.10.2019

Lo Sperimentatore

Il Direttore del Laboratorio
(Belotti ing. Ivan)

Il presente Rapporto di prova non costituisce certificato utile ai fini della procedura prevista dalla legge 1086/71.
I risultati contenuti nel presente Rapporto si riferiscono esclusivamente all'oggetto provato.
Il documento non può essere riprodotto parzialmente, salvo approvazione scritta del Laboratorio.

Laboratorio Prove Materiali

Pag. 1 di 1

RAPPORTO DI PROVA
n. RdP/19/1215/CS-12

Autorizzazione

Decreto Ministeriale n. 0000049

Art. 20 - Legge 5-11-71 n. 1086

Art. 59 - D.P.R. 06-06-01 n. 380

PROVA DI COMPRESSIONE

su provini di calcestruzzo

Committente: P&P CONSULTING ENGINEERS srl – VIA PASTRENCO, 9 – 24068 SERIATE (BG)

Richiesta : Lettera del 04.10.2019 Accettazione n. : 1215

Oggetto : N. 4 carote di calcestruzzo Resistenza caratteristica dichiarata [MPa] : NON DICHIARATO

Cemento dichiarato : Dosaggio [kg/m³] :

Luogo del prelievo : PONTI SUL COLLETORE GANDIOLO – CASTELNUOVO BOCCA D'ADDA (LO)

Opera: SOLETTA

Committente dell'opera : AIPO – VIA TARAMELLI, 12 - MILANO

Impresa costruttrice :

Denuncia:

Direttore lavori : Richiesta prove firmata dal Direttore Lavori : NO

Data ricevimento provini : 07.10.2019 Data di prova : 10.10.2019

Norma di riferimento : NTC 2018 - UNI EN 12390-1:2012 - UNI EN 12390-7:2009 - UNI EN 12390-3:2009

PROVINO n.	DATA PRELIEVO DICHIARATA	CONTRASSEGNI SUI PROVINI	SPIANATURA PROVINI (*)	DIMENSIONI		MASSA VOLUMICA [kg/m³]	RESISTENZA A COMPRESSIONE [MPa]	TIPO DI ROTTURA (**)
				[mm]				
				Ø	h			
1	SETT/OTT. 2019	C18.1	SI	74	74	2350	37,6	S
2	SETT/OTT. 2019	C7.2	SI	74	74	2430	48,4	S
3	SETT/OTT. 2019	C8.3	SI	74	74	2270	38,7	S
4	SETT/OTT. 2019	C11.4	SI	74	74	2280	26,1	S

(*) Spianatura provini: SI = effettuata; NO = provino conforme alla norma di riferimento.

(**) Tipo di rottura : S = soddisfacente (bitronco-conica); A+K = non soddisfacente (UNI EN 12390-3, fig. 4)

Note:

Seriate, li 10.10.2019

Lo Sperimentatore

Il Direttore del Laboratorio
(Belotti ing. Ivan)

Il presente Rapporto di prova non costituisce certificato utile ai fini della procedura prevista dalla legge 1086/71.

I risultati contenuti nel presente Rapporto si riferiscono esclusivamente all'oggetto provato.

Il documento non può essere riprodotto parzialmente, salvo approvazione scritta del Laboratorio.

Laboratorio Prove Materiali
Pag. 1 di 1**RAPPORTO DI PROVA**
n. RdP/19/1215/CS-13Autorizzazione
Decreto Ministeriale n. 0000049
Art. 20 - Legge 5-11-71 n. 1086
Art. 59 - D.P.R. 06-06-01 n. 380**PROVA DI COMPRESSIONE**

su provini di calcestruzzo

Committente: P&P CONSULTING ENGINEERS srl – VIA PASTRENCO, 9 – 24068 SERIATE (BG)

Richiesta : Lettera del 04.10.2019 Accettazione n. : 1215

Oggetto : N. 6 carote di calcestruzzo Resistenza caratteristica dichiarata [MPa] : NON DICHIARATO

Cemento dichiarato : Dosaggio [kg/m³] :

Luogo del prelievo : PONTI SUL COLLETTORE GANDIOLO – CASTELNUOVO BOCCA D'ADDA (LO)

Opera: SPALLA

Committente dell'opera : AIPO – VIA TARAMELLI, 12 - MILANO

Impresa costruttrice :

Denuncia:

Direttore lavori : Richiesta prove firmata dal Direttore Lavori : NO

Data ricevimento provini : 07.10.2019 Data di prova : 10.10.2019

Norma di riferimento : NTC 2018 - UNI EN 12390-1:2012 - UNI EN 12390-7:2009 - UNI EN 12390-3:2009

PROVINO	DATA PRELIEVO DICHIARATA	CONTRASSEGNI SUI PROVINI	SPIANATURA PROVINI	DIMENSIONI		MASSA VOLUMICA	RESISTENZA A COMPRESSIONE	TIPO DI ROTTURA
n.			(*)	[mm]		[kg/m³]	[MPa]	(**)
				Ø	h			
1	SETT/OTT. 2019	C11.1	SI	74	74	2190	19,1	S
2	SETT/OTT. 2019	C14.1	SI	74	74	2320	26,9	S
3	SETT/OTT. 2019	C6.2	SI	74	74	2200	8,7	S
4	SETT/OTT. 2019	C12.2	SI	74	74	2170	8,8	S
5	SETT/OTT. 2019	C8.4	SI	95	95	2200	17,7	S
6	SETT/OTT. 2019	C14.4	SI	95	95	2110	8,8	S

(*) Spianatura provini: SI = effettuata; NO = provino conforme alla norma di riferimento.

(**) Tipo di rottura : S = soddisfacente (bitronco-conica); A÷K = non soddisfacente (UNI EN 12390-3, fig. 4)

Note:

Seriate, lì 10.10.2019

Lo Sperimentatore

Il Direttore del Laboratorio
(Belotti ing. Ivan)

Il presente Rapporto di prova non costituisce certificato utile ai fini della procedura prevista dalla legge 1086/71.
I risultati contenuti nel presente Rapporto si riferiscono esclusivamente all'oggetto provato.
Il documento non può essere riprodotto parzialmente, salvo approvazione scritta del Laboratorio.

Laboratorio Prove Materiali

Pag. 1 di 1

RAPPORTO DI PROVA**n. RdP/19/1249/CS-06**

Autorizzazione

Decreto Ministeriale n. 0000049

Art. 20 - Legge 5-11-71 n. 1086

Art. 59 - D.P.R. 06-06-01 n. 380

PROVA DI COMPRESSIONE**su provini di calcestruzzo**

Committente: P&P CONSULTING ENGINEERS srl – VIA PASTRENCO, 9 – 24068 SERIATE (BG)

Richiesta: Lettera del 11.10.2019 Accettazione n. : 1249

Oggetto: N. 5 carote di calcestruzzo Resistenza caratteristica dichiarata [MPa]: NON DICHIARATO

Cemento dichiarato: Dosaggio [kg/m^3]:

Luogo del prelievo: PONTI SUL COLLETTORE GANDIOLO – CASTELNUOVO BOCCA D'ADDA (LO)

Opera: C11.3: PILASTRI FONDAZIONI; C19.1-C20.1: TRAVI; C12.3-C13.3: SPALLA

Committente dell'opera: AIPO – UFFICIO OPERATIVO – VIA TARAMELLI, 12 – MILANO (MI)

Impresa costruttrice:

Denuncia:

Direttore lavori: Richiesta prove firmata dal Direttore Lavori : NO

Data ricevimento provini: 15.10.2019 Data di prova: 21.10.2019

Norma di riferimento: NTC 2018 - UNI EN 12390-1:2012 - UNI EN 12390-7:2009 - UNI EN 12390-3:2009

PROVINO	DATA PRELIEVO DICHIARATA	CONTRASSEGNI SUI PROVINI	SPIANATURA PROVINI	DIMENSIONI		MASSA VOLUMICA	RESISTENZA A COMPRESSIONE	TIPO DI ROTTURA
n.			(*)	[mm]		[kg/m³]	[MPa]	(**)
				Ø	h			
1	OTT. 2019	C11.3	SI	75	75	2210	21,3	S
2	OTT. 2019	C19.1	SI	75	75	2260	33,2	S
3	OTT. 2019	C20.1	SI	75	75	2280	25,1	S
4	OTT. 2019	C12.3	SI	94	94	2210	18,0	S
5	OTT. 2019	C13.3	SI	94	94	2200	12,0	S

(*) Spianatura provini: SI = effettuata; NO = provino conforme alla norma di riferimento.

(**) Tipo di rottura: S = soddisfacente (bitronco-conica); A+K = non soddisfacente (UNI EN 12390-3, fig. 4)

Note:

Seriate, li 21.10.2019

Lo Sperimentatore

Il Direttore del Laboratorio
(Belotti ing. Ivan)

Il presente Rapporto di prova non costituisce certificato utile ai fini della procedura prevista dalla legge 1086/71.

I risultati contenuti nel presente Rapporto si riferiscono esclusivamente all'oggetto provato.

Il documento non può essere riprodotto parzialmente, salvo approvazione scritta del Laboratorio.

Laboratorio Prove Materiali
Pag. 1 di 1**RAPPORTO DI PROVA**
n. RdP/19/1249/FE-05Autorizzazione
Decreto Ministeriale n. 0000049
Art. 20 - Legge 5-11-71 n. 1086
Art. 59 - D.P.R. 06-06-01 n. 380**PROVE SU BARRE D'ARMATURA**

Committente : P&P CONSULTING ENGINEERS srl – VIA PASTRENCO, 9 – 24068 SERIATE (BG)

Richiesta : Lettera del 11.10.2019 Accettazione n. : 1249

Oggetto : n.1 barra liscia da c.a. normale Produttore : NON DICHIARATO

Tipo di acciaio : N.D. Diametro nominale : 10 mm

Luogo del prelievo : PONTI SUL COLLETORE GANDIOLO – CASTELNUOVO BOCCA D'ADDA (LO)

Opera :

Committente dell'opera : AIPO – UFFICIO OPERATIVO – VIA TARAMELLI, 12 – MILANO (MI)

Impresa costruttrice :

Denuncia :

Direttore lavori : Richiesta prove firmata dal Direttore Lavori : NO

Data ricevimento provini : 15.10.2019 Data di prova : 21.10.2019

Norma di riferimento : NTC 2018 - UNI-EN 15630-1:2010

Marchio di identificazione: Ø
Ø
Ø

BARRA		CONTROLLO DIMENSIONALE		PROVA DI TRAZIONE					PROVA DI PIEGAMENTO		AREA RELATIVA DI NERVATURA (%)
Ø	n°	Sezione [mm²]	Massa [kg/m]	Tensione di snervamento f_y [MPa]	Tensione di rottura f_t [MPa]	f_y / f_{yk}	f_t / f_y	Allungamento A_{gt} [%]	Diametro mandrino [mm]	Esito	
10	PR 2.4	85,8	0,673	313,6	430,2	0,70	1,37	16,6			

Note :

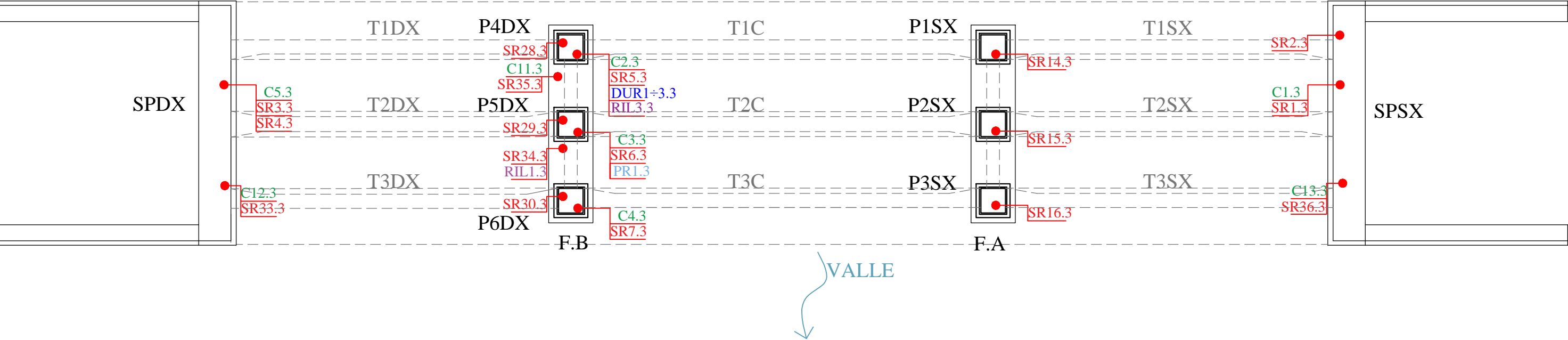
Seriate, li 21.10.2019

Lo sperimentatore

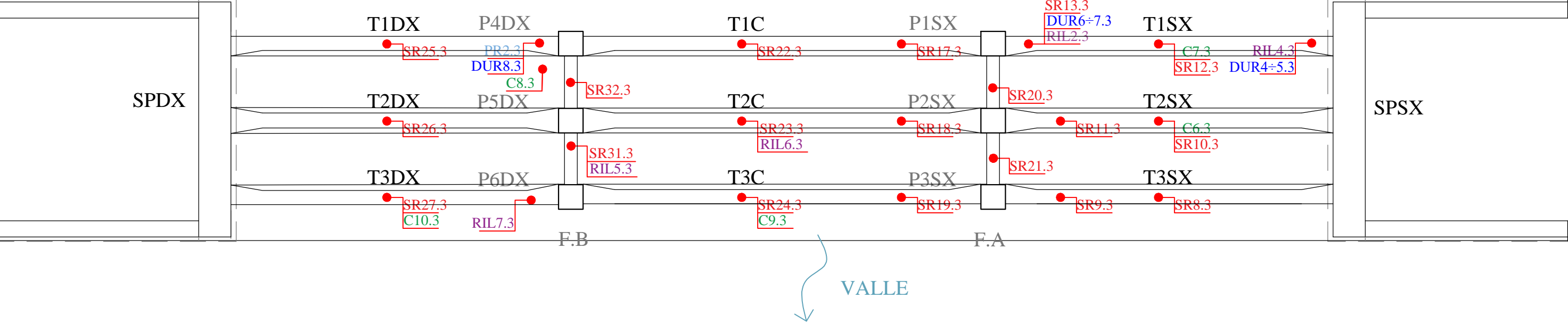
Il Direttore del Laboratorio
(Belotti ing. Ivan)

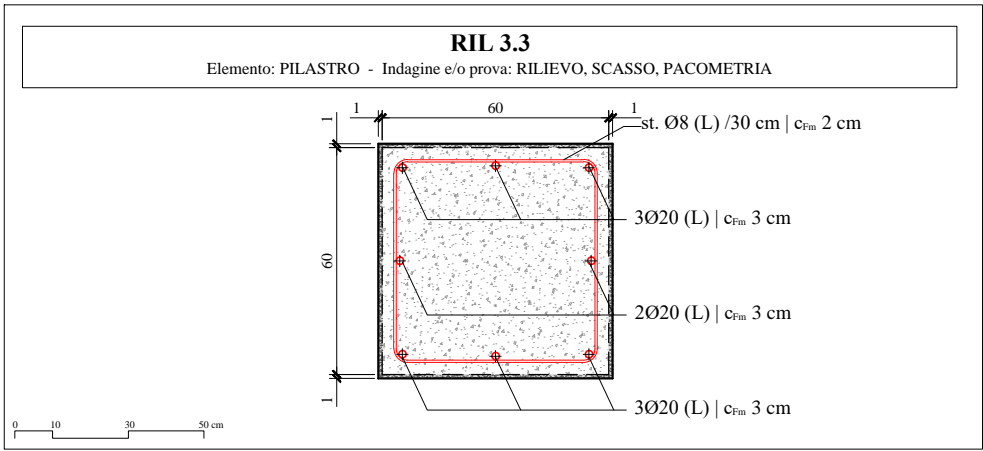
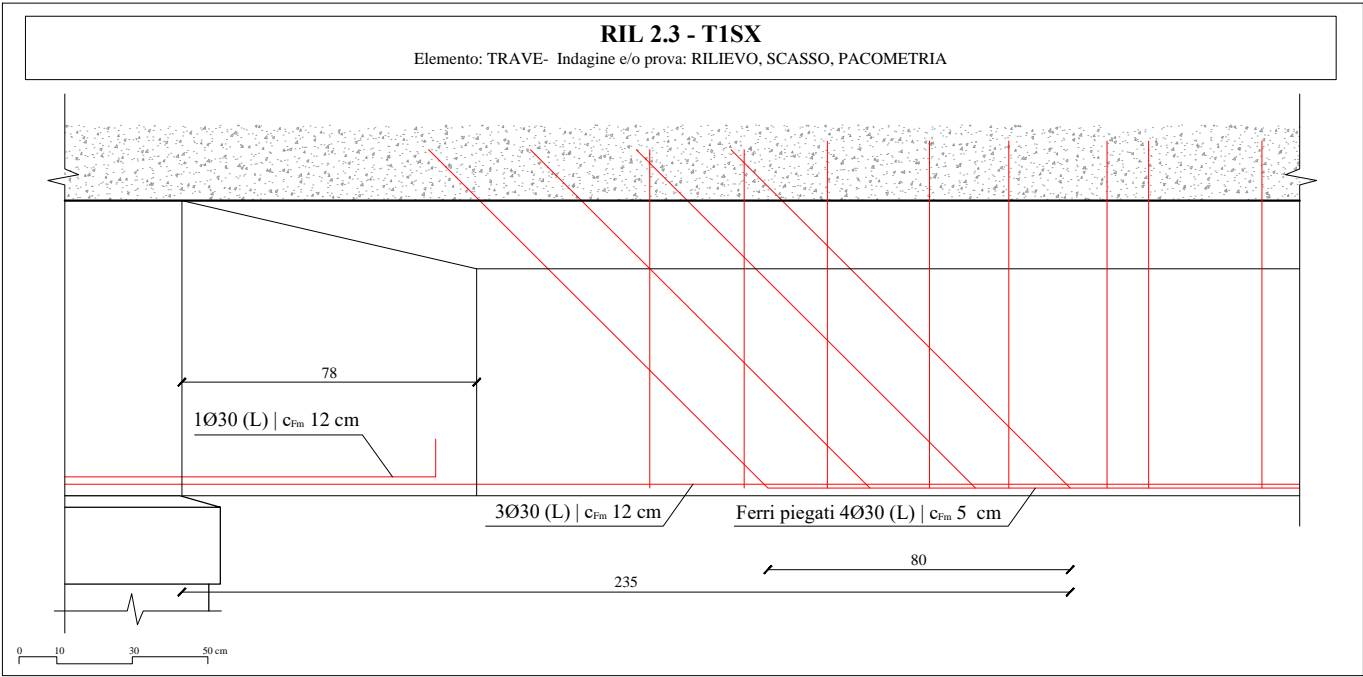
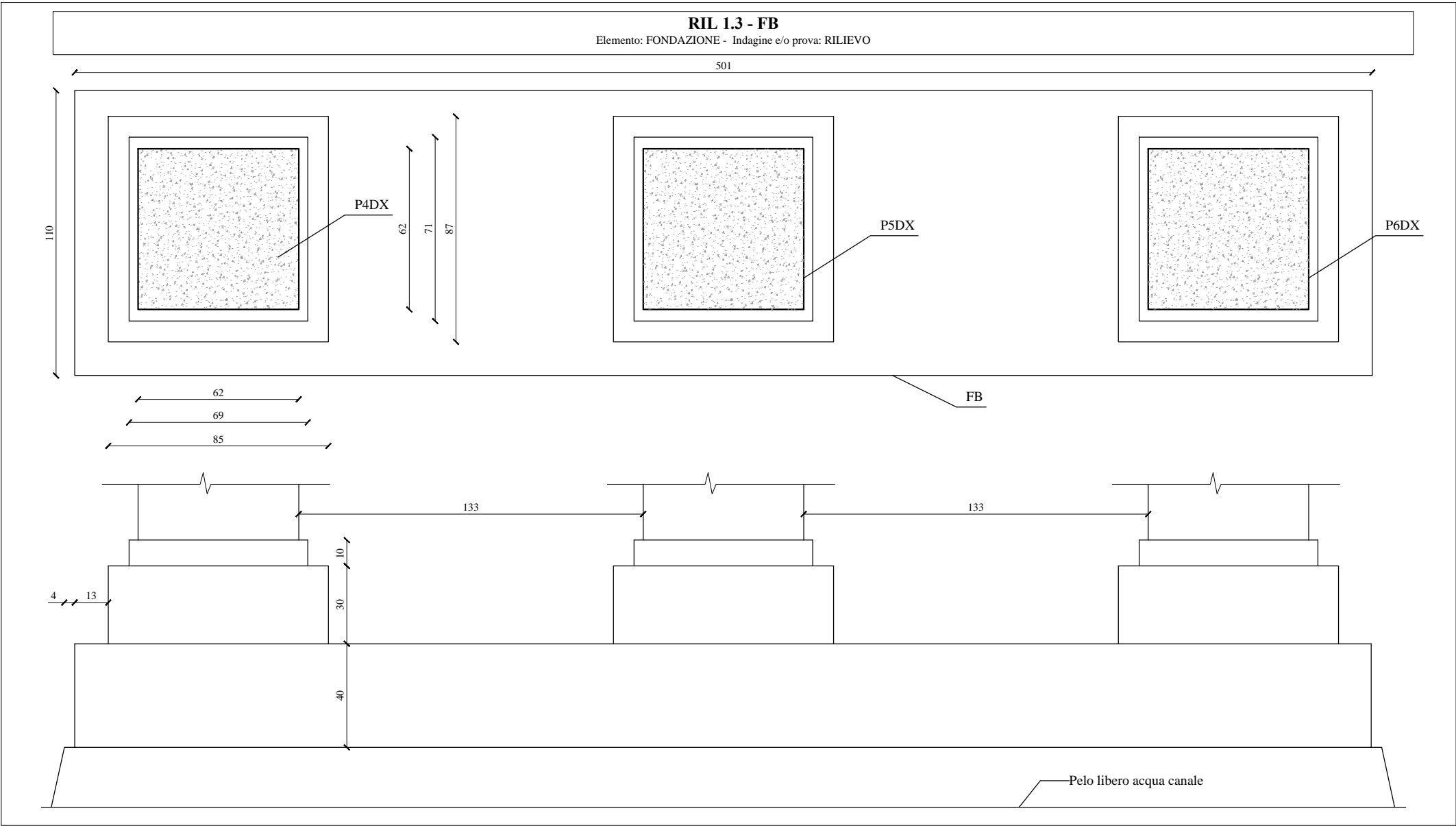
Il presente Rapporto di prova non costituisce certificato utile ai fini della procedura prevista dalla legge 1086/71.
I risultati contenuti nel presente Rapporto si riferiscono esclusivamente all'oggetto provato.
Il documento non può essere riprodotto parzialmente, salvo approvazione scritta del Laboratorio.

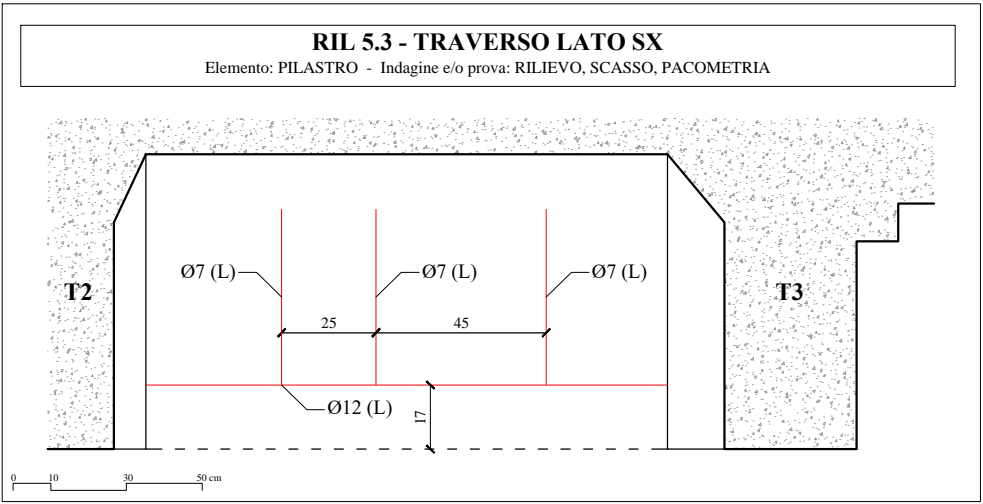
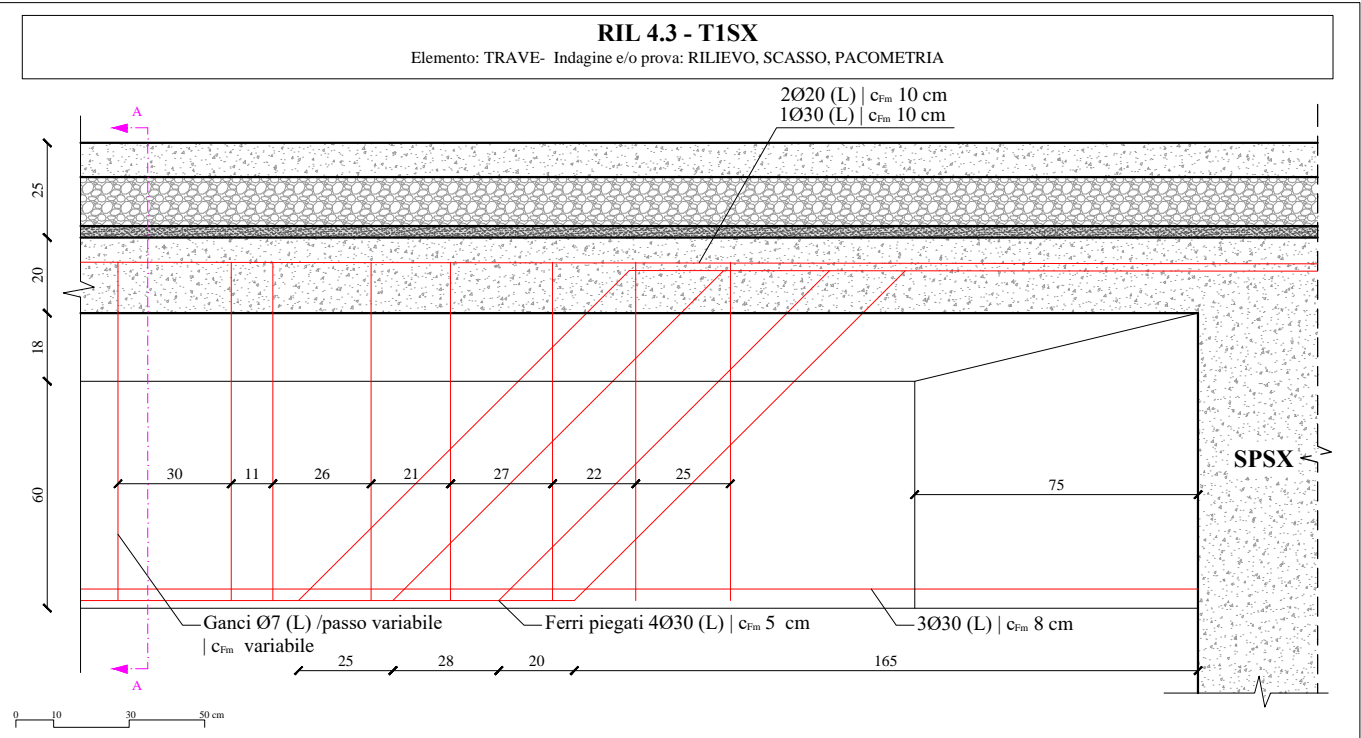
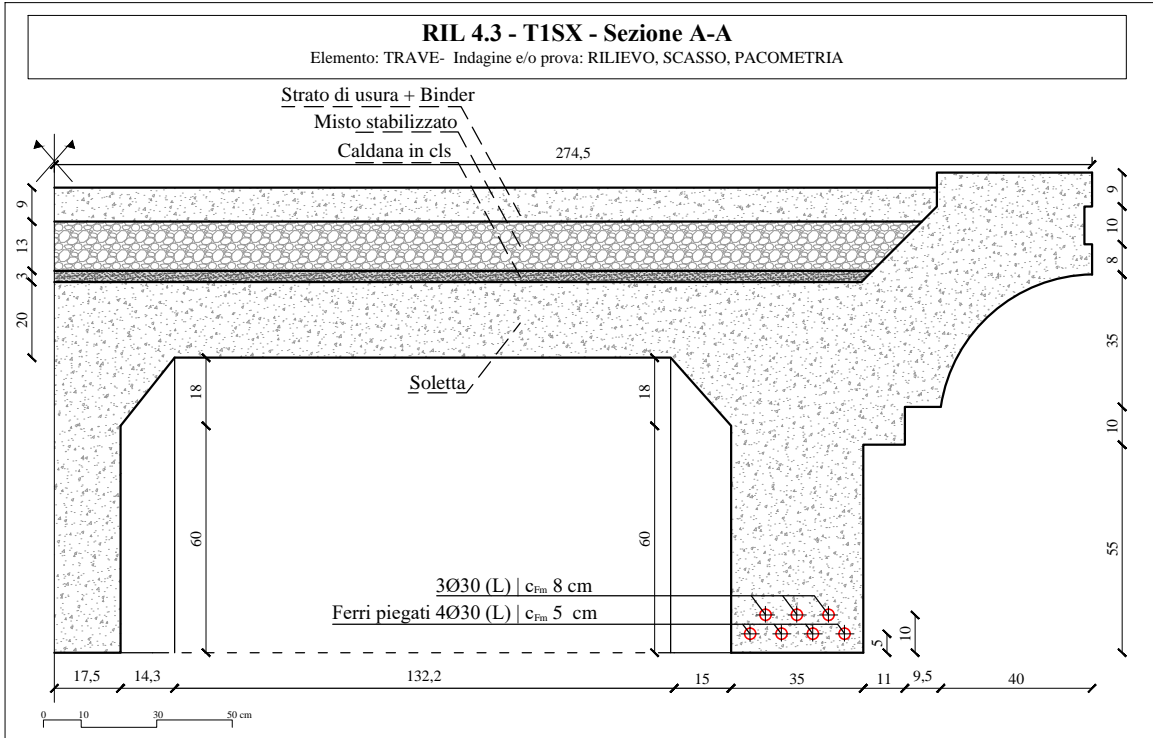
PIANTA DELL'ELEVATO

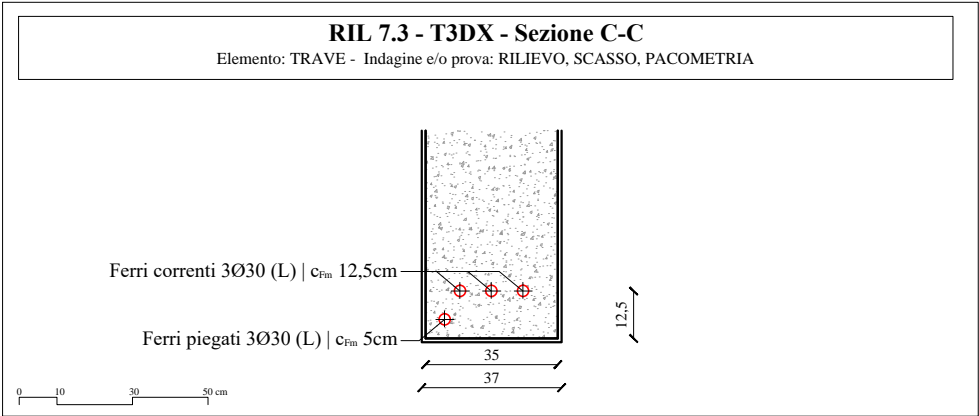
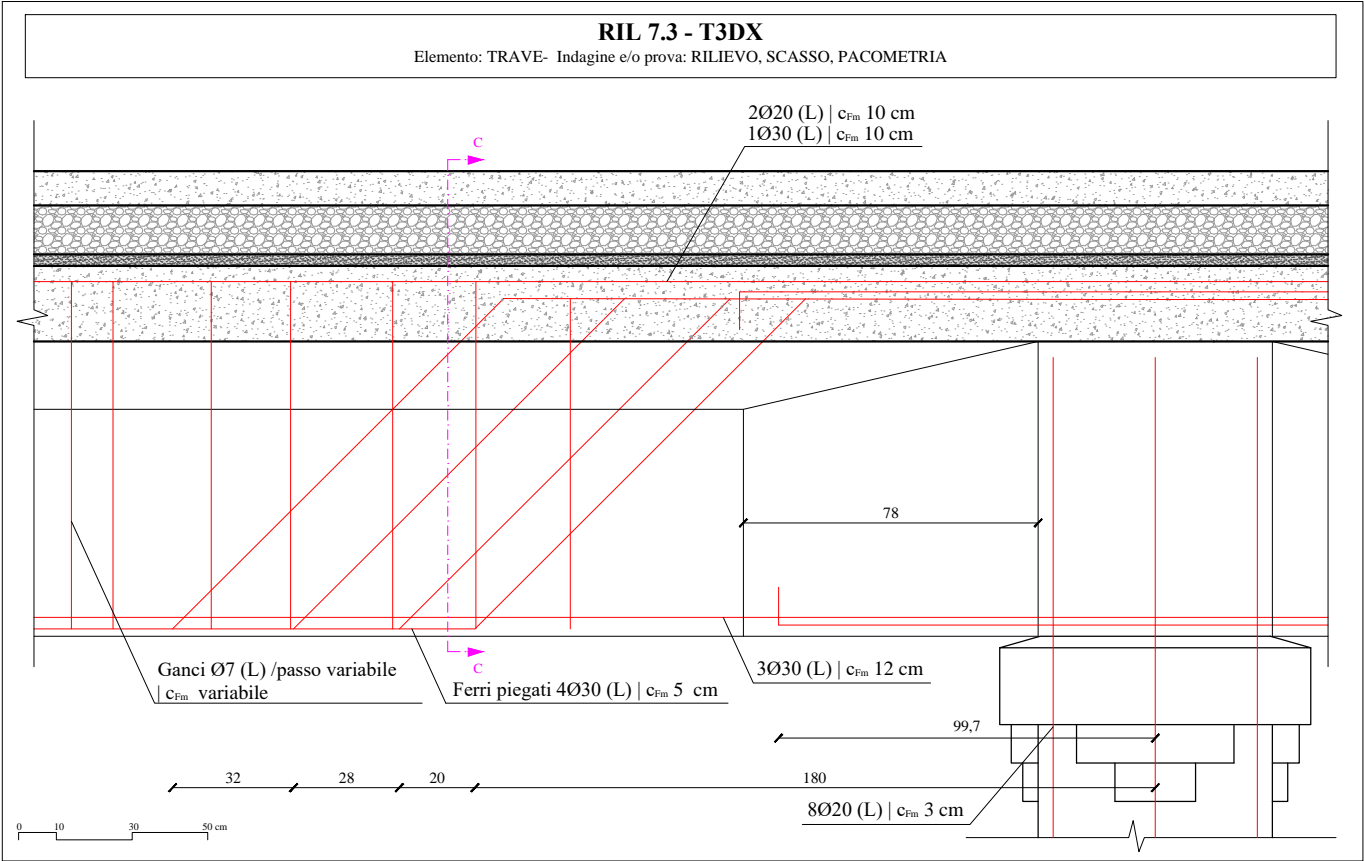
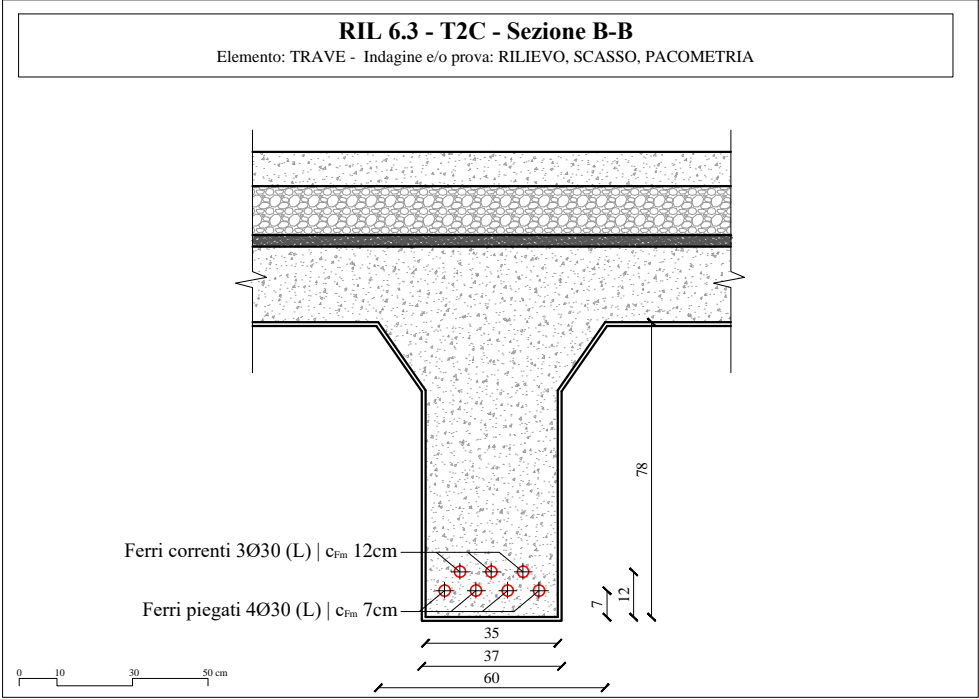
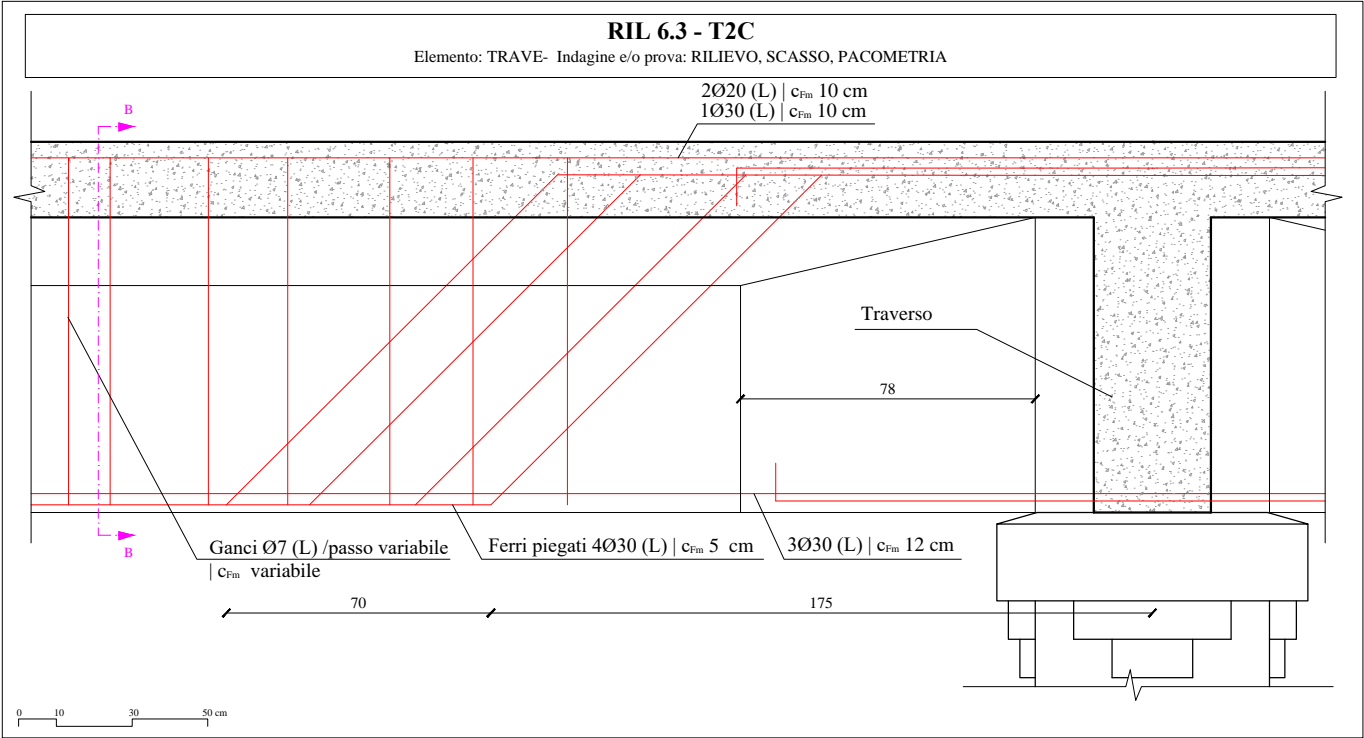


IMPALCATO

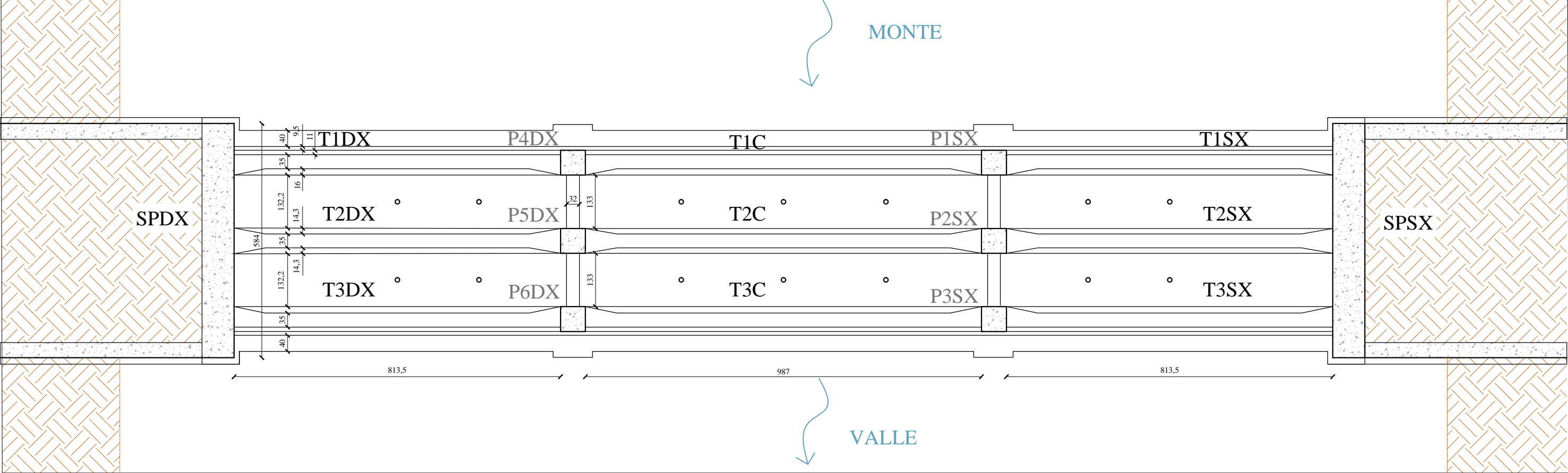




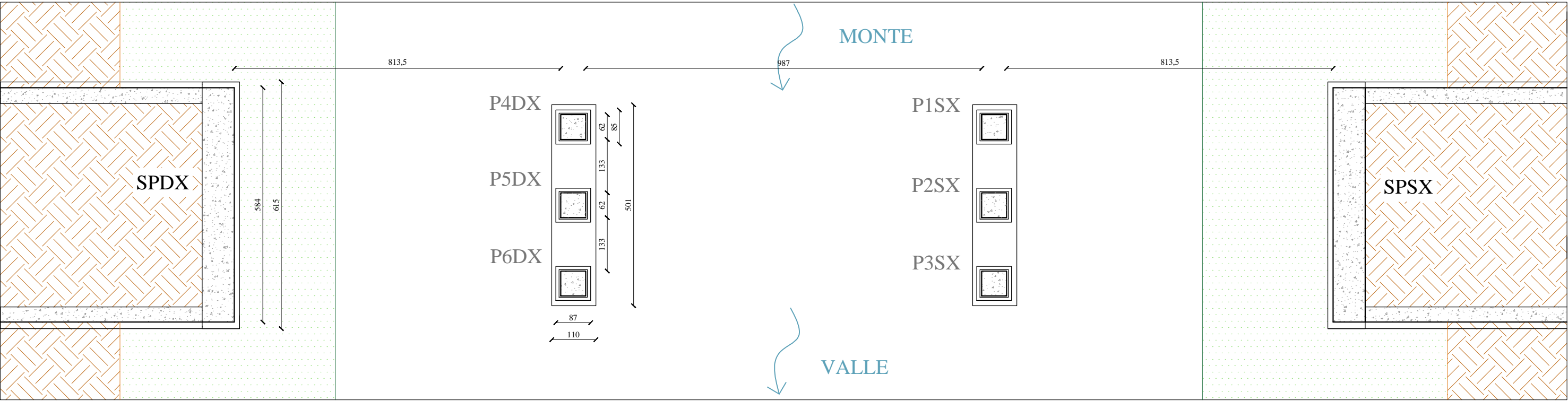




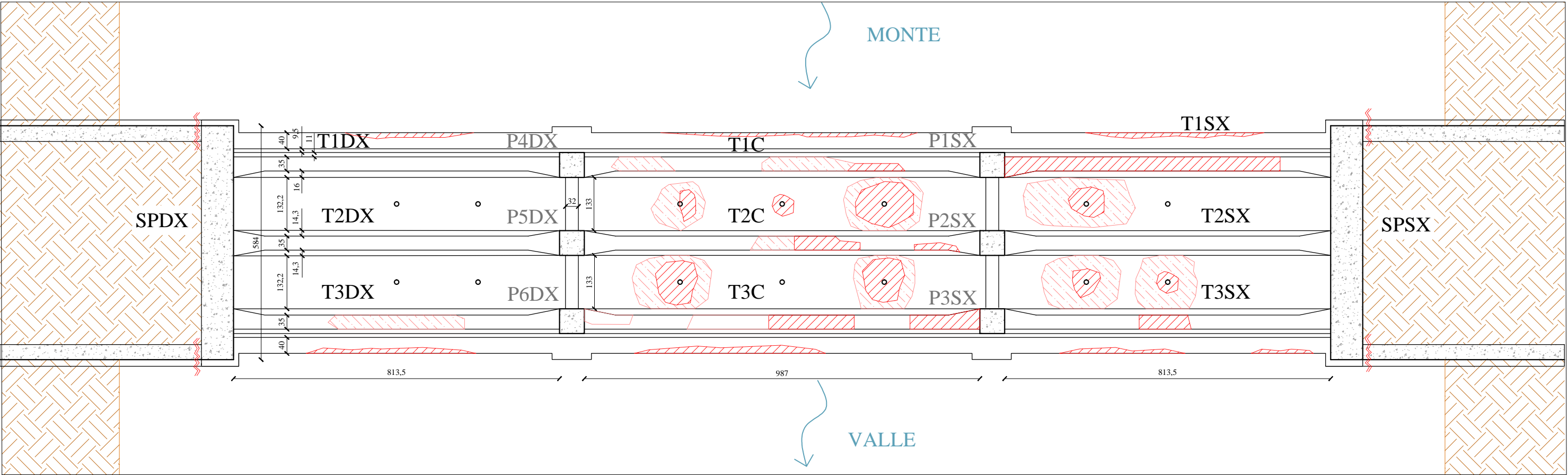
PIANTA IMPALCATO



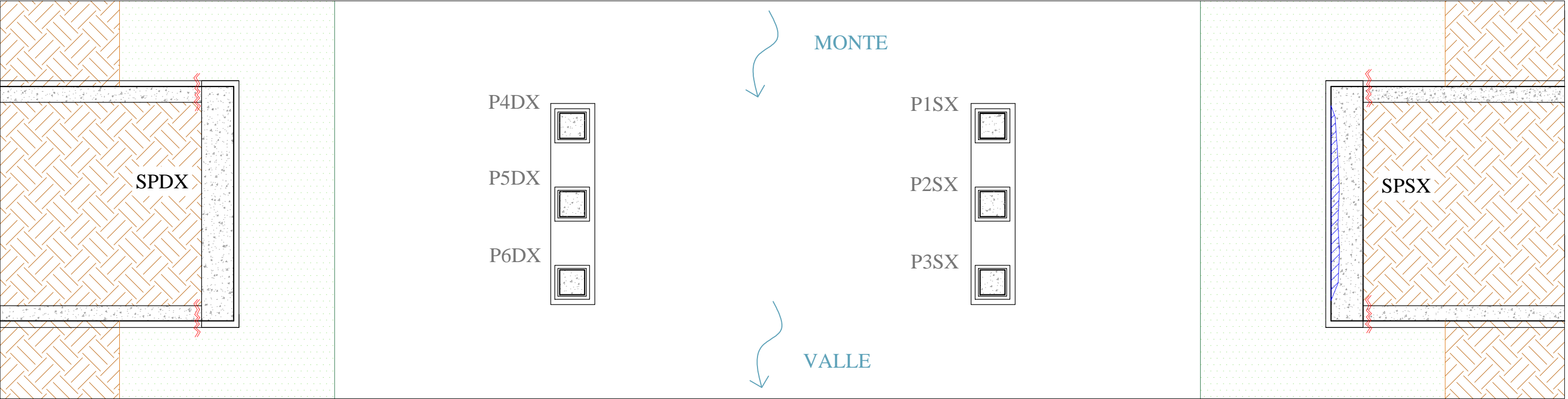
PIANTA DELL'ELEVATO



PIANTA IMPALCATO



PIANTA DELL'ELEVATO



LEGENDA:		Distacco calcestruzzo		Distacco calcestruzzo e corrosione delle barre di armatura
		Fessurazione copriferro		Fessura



**PROGETTAZIONE INTERVENTO DI MANUTENZIONE
 STRAORDINARIA DEL PONTE N. 3 SUL CANALE GANDIOLO
 NEL COMUNE DI CASTELNUOVO BOCCA D'ADDA (LO)
 CUP: B15F21000580002 - CIG: 8817928063**

OGGETTO:

SERVIZIO PER LA REDAZIONE DEL PROGETTO DI
 FATTIBILITA' TECNICA ED ECONOMICA E DEL
 PROGETTO DEFINITIVO

PROGETTO DEFINITIVO



P&P Consulting Engineers Studio Associato
 Via Pastrengo, 9 - 24068 - Seriate (BG)
 +39 035 3235700 - fax +39 035 3235750
 E-mail: info@pepconsultingengineers.it

Timbro:

Livello di Progetto:

Preliminare ☐
 Definitivo ☒
 Esecutivo ☐

Elaborato:

INDAGINI IN SITO E DI LABORATORIO
 ANALISI TERRENI

Autor:

NT

Codice:

140_21_SC

Scala:

varie

Data:

Aprile 2023

REVISIONE:	DATA:	DESCRIZIONE:

ALLEGATO:

Laboratorio Prove Ambientali

Rapporto di prova n.0453/23

ANALISI TERRENI

Committente:	P&P LMC S.r.l., Via Pastrengo 9 – 24068 Seriate (BG)
Campione campionato da:	Personale P&P LMC S.r.l. - Ing Taschini Nicola
Descrizione campione:	Terre e rocce da scavo; campione 1
Luogo di campionamento:	Castelnuovo Bocca d'Adda (LO), ponte n.3
Data ricevimento campione:	26.01.2023
Accettazione n°:	0453
Data inizio analisi:	27.01.2023
Data fine analisi:	31.01.2023

PARAMETRI RICERCATI	Valori Rilevati (Secondo D.Lgs 152/06)	Procedura di prova	Concentrazione limite ⁽¹⁾	Concentrazione limite ⁽²⁾	Incertezza di misura
Scheletro	40,42 %	D.M. 13/09/1999 S.O. n°185 G.U. n°248 del 21/10/1999 Metodo II.1	///	///	± 4,89 %
Residuo secco a 105°C (della frazione essiccata all'aria)	99,44 %	D.M. 13/09/1999 S.O. n°185 G.U. n°248 del 21/10/1999 Metodo II.2	///	///	± 5,37 %
Idrocarburi pesanti C>12*	18 mg/kg s.s.	UNI EN ISO 16703 : 2011	50 mg/kg s.s.	750 mg/kg s.s.	/
Arsenico*	5,18 mg/kg s.s.	UNI EN 13657:2004 + UNI EN ISO 11885:2009	20 mg/kg s.s.	50 mg/kg s.s.	/
Cadmio*	< 0,5 mg/kg s.s.	UNI EN 13657:2004 + UNI EN ISO 11885:2009	2 mg/kg s.s.	15 mg/kg s.s.	/
Cobalto	6,28 mg/kg s.s.	UNI EN 13657:2004 + UNI EN ISO 11885:2009	20 mg/kg s.s.	250 mg/kg s.s.	± 1,44 mg/kg s.s.
Cromo totale	70,2 mg/kg s.s.	UNI EN 13657:2004 + UNI EN ISO 11885:2009	150 mg/kg s.s.	800 mg/kg s.s.	± 16,1 mg/kg s.s.
Cromo esavalente*	< 0,5 mg/kg s.s.	CNR-IRSA Q64 vol.3 met.16 (86)	2 mg/kg s.s.	15 mg/kg s.s.	/
Rame	21,1 mg/kg s.s.	UNI EN 13657:2004 + UNI EN ISO 11885:2009	120 mg/kg s.s.	600 mg/kg s.s.	± 4,8 mg/kg s.s.
Mercurio*	< 0,5 mg/kg s.s.	UNI EN 13657:2004 + UNI EN ISO 11885:2009	1 mg/kg s.s.	5 mg/kg s.s.	/
Nichel	42,4 mg/kg s.s.	UNI EN 13657:2004 + UNI EN ISO 11885:2009	120 mg/kg s.s.	500 mg/kg s.s.	± 9,7 mg/kg s.s.
Piombo	36,6 mg/kg s.s.	UNI EN 13657:2004 + UNI EN ISO 11885:2009	100 mg/kg s.s.	1000 mg/kg s.s.	± 8,4 mg/kg s.s.
Zinco	102 mg/kg s.s.	UNI EN 13657:2004 + UNI EN ISO 11885:2009	150 mg/kg s.s.	1500 mg/kg s.s.	± 23 mg/kg s.s.
Amianto ⁽³⁾	< 100 mg/kg s.s.	DM 06/09/94 All 1 met B GU n° 288 10/12/94	1000 mg/kg s.s.	1000 mg/kg s.s.	/

⁽¹⁾ All.5 Titolo V Parte IV Tab.1 D.Lgs.n°152/06, valori di concentrazione limite accettabili nel suolo e sottosuolo riferiti a siti ad uso verde pubblico, privato e residenziale (Colonna A)

⁽²⁾ All.5 Titolo V Parte IV Tab.1 D.Lgs.n°152/06, valori di concentrazione limite accettabili nel suolo e sottosuolo riferiti a siti ad uso commerciale e industriale (Colonna B)

⁽³⁾ Strumentazione utilizzata: microscopio elettronico a scansione JEOL JSM-IT100LA, microanalisi EDS JEOL con rivelatore SDD

NOTA: Per la determinazione del parametro amianto, metodica prevista dal DGR n. 859 del 18/07/2008 della Regione Liguria
Sul campione analizzato sono state rilevate fibre di amianto di tipo crisotilo inferiori al limite di quantificazione

*Prova non accreditata ACCREDIA

Laboratorio Prove Ambientali

Rapporto di prova n.0453/23

La normativa vigente non specifica la regola decisionale da adottare per cui il laboratorio propone quanto segue: la dichiarazione di conformità da inserire nel rapporto di prova non terrà conto dell'incertezza di misura, ma dipenderà unicamente dalla posizione del risultato di prova rispetto al limite di legge.

L'incertezza di misura è stata calcolata con un fattore di copertura $k=2$, corrispondente ad un intervallo di fiducia del 95%.

Seriate, lì 31.01.2023

Il Responsabile del Laboratorio Dott. Giancarlo Andreoletti
CHIMICO – Iscrizione n° 144 Sezione A Ordine dei Chimici e Fisici della Provincia di Bergamo

Documento con firma digitale avanzata ai sensi della normativa vigente

I risultati contenuti nel presente Rapporto si riferiscono esclusivamente all'oggetto provato.
Il documento non può essere riprodotto parzialmente, salvo approvazione scritta del Laboratorio.

La Società P&P LMC srl è inserita nell'elenco del Ministero della Salute dei laboratori qualificati ad effettuare le analisi sull'amianto mediante SEM (microscopia elettronica a scansione). Codice Laboratorio : LOM52

*P&P LMC srl è un'azienda con Sistema di Gestione per la Qualità certificato ISO 9001:2015.
Certificato CSQ n° 9175.ILMC*

FINE RAPPORTO DI PROVA

Laboratorio Prove Ambientali

Rapporto di prova n.0454/23

ANALISI TERRENI

Committente:	P&P LMC S.r.l., Via Pastrengo 9 – 24068 Seriate (BG)
Campione campionato da:	Personale P&P LMC S.r.l.- Ing Taschini Nicola
Descrizione campione:	Terre e rocce da scavo; campione 2
Luogo di campionamento:	Castelnuovo Bocca d'Adda (LO), ponte n.3
Data ricevimento campione:	26.01.2023
Accettazione n°:	0454
Data inizio analisi:	27.01.2023
Data fine analisi:	31.01.2023

PARAMETRI RICERCATI	Valori Rilevati (Secondo D.Lgs 152/06)	Procedura di prova	Concentrazione limite ⁽¹⁾	Concentrazione limite ⁽²⁾	Incertezza di misura
Scheletro	33,73 %	D.M. 13/09/1999 S.O. n°185 G.U. n°248 del 21/10/1999 Metodo II.1	///	///	± 4,08 %
Residuo secco a 105°C (della frazione essiccata all'aria)	99,48 %	D.M. 13/09/1999 S.O. n°185 G.U. n°248 del 21/10/1999 Metodo II.2	///	///	± 5,37 %
Idrocarburi pesanti C>12*	18 mg/kg s.s.	UNI EN ISO 16703 : 2011	50 mg/kg s.s.	750 mg/kg s.s.	/
Arsenico*	4,44 mg/kg s.s.	UNI EN 13657:2004 + UNI EN ISO 11885:2009	20 mg/kg s.s.	50 mg/kg s.s.	/
Cadmio*	< 0,6 mg/kg s.s.	UNI EN 13657:2004 + UNI EN ISO 11885:2009	2 mg/kg s.s.	15 mg/kg s.s.	/
Cobalto	6,68 mg/kg s.s.	UNI EN 13657:2004 + UNI EN ISO 11885:2009	20 mg/kg s.s.	250 mg/kg s.s.	± 1,53 mg/kg s.s.
Cromo totale	118 mg/kg s.s.	UNI EN 13657:2004 + UNI EN ISO 11885:2009	150 mg/kg s.s.	800 mg/kg s.s.	± 27 mg/kg s.s.
Cromo esavalente*	< 0,5 mg/kg s.s.	CNR-IRSA Q64 vol.3 met.16 (86)	2 mg/kg s.s.	15 mg/kg s.s.	/
Rame	27,7 mg/kg s.s.	UNI EN 13657:2004 + UNI EN ISO 11885:2009	120 mg/kg s.s.	600 mg/kg s.s.	± 6,3 mg/kg s.s.
Mercurio*	< 0,6 mg/kg s.s.	UNI EN 13657:2004 + UNI EN ISO 11885:2009	1 mg/kg s.s.	5 mg/kg s.s.	/
Nichel	54,3 mg/kg s.s.	UNI EN 13657:2004 + UNI EN ISO 11885:2009	120 mg/kg s.s.	500 mg/kg s.s.	± 12,4 mg/kg s.s.
Piombo	45,2 mg/kg s.s.	UNI EN 13657:2004 + UNI EN ISO 11885:2009	100 mg/kg s.s.	1000 mg/kg s.s.	± 10,3 mg/kg s.s.
Zinco	131 mg/kg s.s.	UNI EN 13657:2004 + UNI EN ISO 11885:2009	150 mg/kg s.s.	1500 mg/kg s.s.	± 30 mg/kg s.s.
Amianto ⁽³⁾	< 100 mg/kg s.s.	DM 06/09/94 All 1 met B GU n° 288 10/12/94	1000 mg/kg s.s.	1000 mg/kg s.s.	/

⁽¹⁾ All.5 Titolo V Parte IV Tab.1 D.Lgs.n°152/06, valori di concentrazione limite accettabili nel suolo e sottosuolo riferiti a siti ad uso verde pubblico, privato e residenziale (Colonna A)

⁽²⁾ All.5 Titolo V Parte IV Tab.1 D.Lgs.n°152/06, valori di concentrazione limite accettabili nel suolo e sottosuolo riferiti a siti ad uso commerciale e industriale (Colonna B)

⁽³⁾ Strumentazione utilizzata: microscopio elettronico a scansione JEOL JSM-IT100LA, microanalisi EDS JEOL con rivelatore SDD

NOTA: Per la determinazione del parametro amianto, metodica prevista dal DGR n. 859 del 18/07/2008 della Regione Liguria
Sul campione analizzato sono state rilevate fibre di amianto di tipo crisotilo inferiori al limite di quantificazione

*Prova non accreditata ACCREDIA



RELAZIONE DI CALCOLO

**Esecuzione di indagini strutturali e progettazione adeguamenti ponti
sul colatore Gandiolo in comune di Castelnovo Bocca d'Adda(LO)**

Analisi statica del Ponte n° 3



p.c.: AIPO Agenzia Interregionale per il Po

Documento	Data	Pagine relazione
RdC-401-2019	Novembre 2019	60
Revisione	Data di revisione	Allegati
-	-	RdP-394-2019
Il responsabile	 	
Ing. Paolo Panzeri		

INDICE

1.	PREMESSE E SCOPI	3
2.	INQUADRAMENTO TERRITORIALE E URBANISTICO	4
3.	NORMATIVE E LINEE GUIDA DI RIFERIMENTO	5
4.	RELAZIONE ILLUSTRATIVA	6
4.1	Descrizione del Manufatto	7
4.2	Documenti di Riferimento	8
5.	PROPRIETÀ DEI MATERIALI	9
5.1	Proprietà dei materiali considerate nella verifica secondo la normativa dell'epoca di costruzione	9
5.2	Proprietà dei materiali considerate nella verifica secondo le NTC 2018	9
5.2.1	Livello di conoscenza della struttura in calcestruzzo armato	9
5.2.2	Proprietà dei materiali	10
5.2.2.1	Calcestruzzo	10
5.2.2.2	Acciaio d'armatura	11
6.	METODO DI ANALISI E MODELLO FEM	12
7.	ANALISI DEI CARICHI	15
7.1	Peso proprio strutturale (g_1)	15
7.2	Carichi permanenti non strutturali (g_2)	16
7.3	Sovraccarichi accidentali (q_k)	16
8.	VERIFICA SECONDO LA NORMATIVA DELL'EPOCA DI COSTRUZIONE	17
8.1	Carichi da traffico considerati nell'analisi	17
8.2	Verifiche strutturali	19
8.2.1	Verifiche travi	19
8.2.2	Verifiche Pilastri	27
8.2.3	Verifica soletta	31
8.2.4	Verifica delle spalle	32
8.2.5	Verifica fondazioni	33
9.	VERIFICA SECONDO LE NTC 2018	34
9.1	Carichi da traffico considerati nell'analisi	34
9.2	Verifiche travi	35
9.3	Verifiche pilastri	42

9.4	Verifica soletta	45
9.5	Prova di carico	46
9.6	Verifica sismica dei pilastri	46
9.7	Verifica delle pile per azioni idrodinamiche	50
10.	INTERVENTI DI MANUTENZIONE E RINFORZO	52
10.1	Sintesi delle condizioni di ammaloramento	52
10.2	Descrizione degli interventi	57
11.	OSSERVAZIONI CONCLUSIVE	60

ALLEGATI:

Sigla	Oggetto	Data	Autore
RdP-394-2019	Indagini Diagnostiche e Conoscitive, prova dinamica e prova di carico statica sul Ponte n° 3 di proprietà AIPO, sito nel comune di Castelnuovo Bocca d'Adda (LO)	Novembre 2019	P&P Consulting Engineers

1. PREMESSE E SCOPI

L'AIPO (Agenzia interregionale per il fiume Po) ha commissionato l'esecuzione di indagini strutturali e la verifica statica dell'idoneità dei ponti di sua proprietà di attraversamento sul collettore Gandiolo. Nello specifico, il tratto del collettore attraversato dai ponti, è denominato Canale Tosi. I ponti oggetto di analisi sono i seguenti:

- Ponte n°1: ponte sito in comune di Meleti (LO), di collegamento tra la SP27 e la SP116;
- Ponte n°2: ponte sito in comune di Castelnuovo Bocca d'Adda (LO), al termine della Via Piave;
- Ponte n°3: ponte sito in comune di Castelnuovo Bocca d'Adda (LO), lungo la SP243;
- Ponte n°4: ponte sito in comune di Castelnuovo Bocca d'Adda (LO), lungo la Via Cascina Brevia;

L'attività di valutazione di sicurezza in ambito statico è stata eseguita sulla base delle seguenti fasi operative:

1. Raccolta ed analisi della documentazione tecnica esistente;
2. Sopralluogo in situ per la conduzione di rilievi geometrici, dei dettagli costruttivi;
3. Ispezione visiva per la verifica dello stato di conservazione delle strutture, con rilievo di eventuali fenomeni di degrado e/o alterazione;
4. Caratterizzazione dei materiali costituenti le strutture;
5. Caratterizzazione dinamica del manufatto mediante prova dinamica ambientale;
6. Implementazione del modello FEM e verifica di idoneità statica del ponte;
7. Indicazione preliminare dei possibili interventi sulla base delle criticità riscontrate.

Le fasi di indagini conoscitive sono state precedentemente eseguite, ed i relativi risultati sono riassunti nella relazione di prova di P&P RdP-394-2019 Novembre 2019 per quanto concerne le strutture, e nella relazione tecnica di S.In.Ge.A. S.r.l. denominata G.181.2018 relativamente alle valutazioni di ordine geologico.

La presente relazione raccoglie i risultati dell'analisi statica eseguita sul Ponte n°3.

Nei capitoli seguenti vengono descritte le fasi di modellazione e analisi strutturale articolate in due differenti punti:

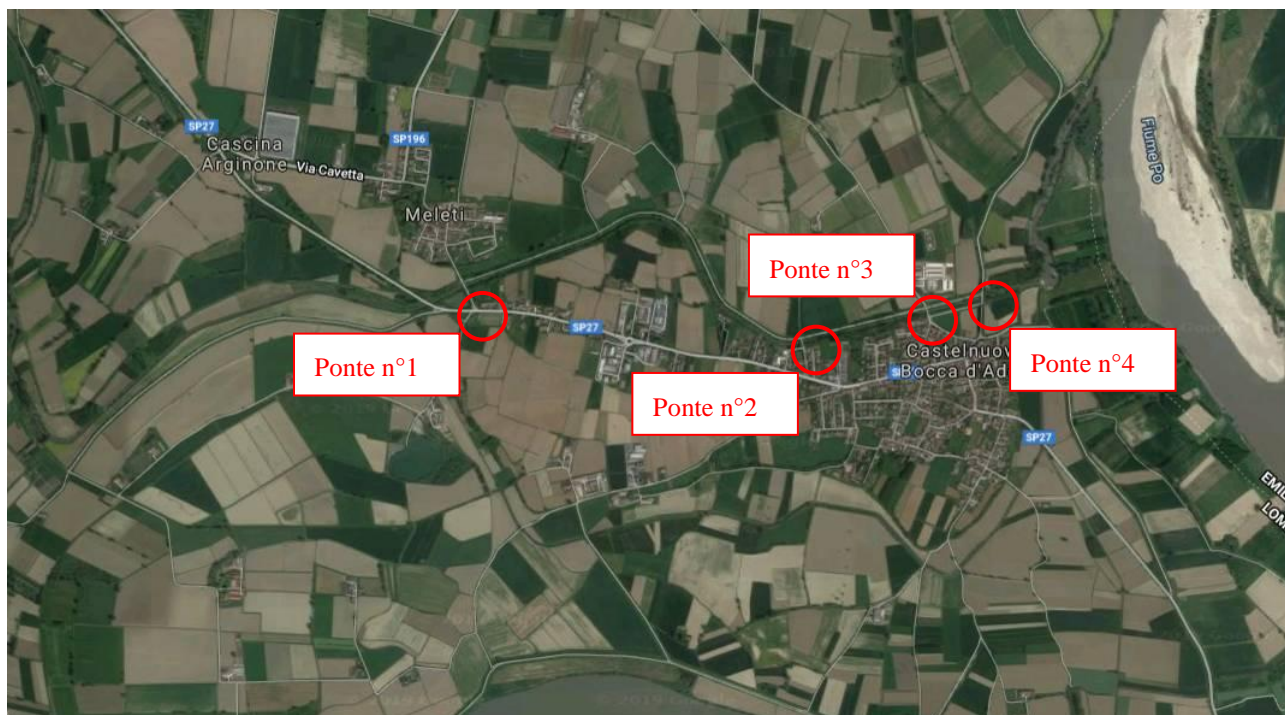
- Verifica sulla base della normativa presumibilmente vigente all'epoca di originaria edificazione del ponte, riconducibile agli anni '30 (carichi identificati secondo quanto previsto dalla Normale n°8 del 1933 e sforzo ammissibile per i materiali definiti secondo il R.D.L. 29 luglio 1933 n.1213). In questo caso le verifiche sono state condotte assumendo per il calcestruzzo e l'acciaio

i valori di tensioni ammissibili forniti dalla norma all'epoca vigente, che peraltro sono risultati inferiori ai valori reali riscontrati per la struttura in opera. Le verifiche sono state condotte con il metodo delle tensioni ammissibili. Il senso delle verifiche condotte sulla base della normativa vigente all'epoca di edificazione è duplice. Da un parte consente di riscontrare oggi lo sviluppo di una corretta progettazione che ha poi portato al dimensionamento dell'opera in esame. In secondo luogo l'esito delle verifiche risulta certamente utile a meglio comprendere ed interpretare lo stato di conservazione attuale delle opere.

- Verifica secondo la metodologia prevista dalla normativa oggi vigente (NTC 2018). In questo caso le verifiche sono state condotte assumendo per l'acciaio ed il calcestruzzo i valori di resistenza reali della struttura, determinati mediante prove sperimentali e ridotte secondo quanto previsto dalla normativa vigente per le strutture esistenti a seconda della tipologia di verifica strutturale eseguita (verifiche duttili o fragili). Le verifiche sono state condotte secondo il metodo degli stati limite. In questo caso il senso delle verifiche va visto con riferimento all'opportunità comunque di inquadrare nel contesto dell'utilizzo attuale, un'opera progettata ed edificata con riferimento a criteri di dimensionamento che non fanno più parte dell'attuale modo di progettare. In questa tipologia di verifica si è proceduto considerando comunque sempre la tipologia di carico prevista dalla Normale n°8 del 1933, eventualmente se necessario riducendo i valori della massima entità di carico previsto.

2. INQUADRAMENTO TERRITORIALE E URBANISTICO

Sulla seguente mappa sono individuati i 4 ponti oggetto delle indagini e degli studi commissionati.



Inquadramento territoriale ed urbanistico

Il Ponte n°3 è un manufatto di attraversamento del canale Tosi, che collega il Comune di Castelnuovo Bocca d'Adda alla zona agricola a nord del canale. Il ponte si trova lungo la strada SP243 alle seguenti coordinate:

Latitudine: 45.115125°

Longitudine: 9.865478°

Per la presenza di importanti attività agricole nell'area, il ponte è frequentemente attraversato da mezzi agricoli ed autocarri di dimensioni e pesi rilevanti.

3. NORMATIVE E LINEE GUIDA DI RIFERIMENTO

I calcoli e le verifiche delle strutture sono state condotte sulla base delle direttive e delle prescrizioni in materia di sicurezza strutturale, contenute nelle normative vigenti nel seguito enumerate:

- [1] D.P.R. n. 380 del 6 Giugno 2001 e sue successive modifiche ed integrazioni - “Testo unico delle disposizioni legislative e regolamentari in materia edilizia”;
- [2] Legge n. 1086 del 5 Novembre 1971 - “Norma per la disciplina delle opere in conglomerato cementizio, normale e precompresso ed a struttura metallica”;
- [3] D. M. Infrastrutture e Trasporti del 17 Gennaio 2018 - “Norme tecniche per le costruzioni”;
- [4] Circolare Min. Infrastrutture e Trasporti n. 7 del 21 gennaio 2019 - “Istruzioni per l'applicazione dell'aggiornamento delle “Norme tecniche per le costruzioni” di cui al D.M. 17 gennaio 2018”;
- [5] D.G.R. n. 2129 del 11/07/2014 - “Aggiornamento delle zone sismiche in Regione Lombardia”
- [6] L.R. n. 33 del 12/10/2015 - “Disposizioni in materia di opere o di costruzioni e relativa vigilanza in zone sismiche”;
- [7] D. Lgs n. 42 del 22/01/2004 - “Codice dei beni culturali e del paesaggio”;
- [8] “Linee Guida per la valutazione e riduzione del rischio sismico del patrimonio culturale – allineamento alle nuove Norme tecniche per le costruzioni”;
- [9] Circolare n. 15 del 30/04/2015 - “Disposizioni in materia di tutela del patrimonio architettonico e mitigazione del rischio sismico”;

- [10] Direttiva del Presidente del Consiglio dei Ministri 12 ottobre 2007 - Direttiva del Presidente del Consiglio dei Ministri per la valutazione del rischio sismico del patrimonio culturale con riferimento alle norme tecniche per le costruzioni;
- [11] UNI EN 12390-1 – Prova sul calcestruzzo indurito – Forma, dimensioni ed altri requisiti per provini e per casseforme;
- [12] UNI EN 12390-2 – Prova sul calcestruzzo indurito - Confezionamento e stagionatura dei provini per prove di resistenza;
- [13] UNI EN 12390-3 – Prova sul calcestruzzo indurito – resistenza a compressione dei provini;
- [14] UNI EN 12504-1 – Prelievo sul calcestruzzo delle strutture – carote – prelievo, esame e prova di compressione;
- [15] UNI EN 12504-2 – Prelievo sul calcestruzzo delle strutture – prove non distruttive – determinazione dell'indice sclerometrico;
- [16] UNI 11119:2004 – Manufatti Lignei. Strutture portanti degli edifici – Ispezione in situ per la diagnosi degli elementi in opera;
- [17] UNI EN 1993 - Eurocodice 2, Progettazione delle strutture in calcestruzzo;
- [18] UNI EN 1993 - Eurocodice 3, Progettazione delle strutture di acciaio;
- [19] UNI EN 1998 - Eurocodice 8, Progettazione delle strutture per la resistenza in zona sismica;
- [20] Normale n°8 del 1933
- [21] R.D.L n°1213 del 1933
- [22] R.D. n°2228 del 1939

4. RELAZIONE ILLUSTRATIVA

Da un'analisi storica eseguita, ed in particolar modo facendo riferimento al documento “*La Bonifica idrica del basso Lodigiano nell'idea di Antonio Tosi*” è emerso che il Canale Tosi fu realizzato come parte integrante di un'ampia opera idraulica volta alla bonifica del basso lodigiano. Secondo il citato documento, il progetto di tale opera idraulica fu sviluppato dall'Ing. Antonio Tosi nei primi anni del XX secolo. In dettaglio, il progetto generale dell'opera di bonifica fu presentato nel 1905 al Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici. Nel 1911, un'apposita commissione tecnica revisionò il progetto Tosi, apportando alcune modifiche che di fatto hanno ricondotto all'assetto definitivo dell'opera realizzata.

Secondo il documento citato, l'ultimazione dei lavori di costruzione dell'intera opera idraulica richiese circa 40 anni dall'approvazione per progetto. Il Canale Tosi venne realizzato tra il 1915 e il 1920.

Nel contempo l'allora Genio Civile si occupò a più riprese del consolidamento e del sopralzo delle arginature nel contesto delle opere di ripristino ed adeguamento delle altezze a seguito delle piene che avvennero nel 1917, 1928 e 1951.

I ponti oggetto di analisi (tra cui il Ponte n°3), si ritiene pertanto che potrebbero essere stati edificati in seguito alla realizzazione del sottostante canale Tosi, e approssimativamente negli anni 30 del secolo scorso.

4.1 DESCRIZIONE DEL MANUFATTO

Il Ponte n°3 è costituito da n°3 campate caratterizzate dalle seguenti luci nette:

Campata DX:	8,13 m
Campata CENTRALE:	9,87 m
Campata SX:	8,13 m

L'impalcato stradale ha una larghezza complessiva pari a 5,51 m, mentre la superficie carrabile ha una larghezza massima di 4,90 m valutata come distanza tra i parapetti laterali.

La struttura portante è costituita da un impalcato in c.a. sorretto da n°3 travi principali in c.a. continue nelle 3 campate. L'impalcato appoggia sulle spalle laterali ed è connesso in continuità strutturale con le due pile centrali. Le spalle laterali sono realizzate in calcestruzzo non armato, di spessore 100 cm. Le pile centrali sono composte ciascuna da n. 3 pilastri affiancati (uno in corrispondenza di ogni trave) a pianta quadrata con lato della componente strutturale di 60 cm. Alla base dei n. 3 pilastri è presente un unico basamento (uno per ogni pila) posizionato all'interno del canale. La distanza tra l'estradosso del basamento e l'intradosso della soletta è pari a 4,95 m.

L'impalcato presenta da n°2 travi trasversali (trasversi in corrispondenza delle pile). Inoltre in corrispondenza delle spalle sono state rilevate delle barre di collegamento tra le estremità delle travi longitudinali tali da ricreare una trave trasversale (trasverso) anche in sommità delle spalle.

Dalle indagini svolte è emerso che, fatta eccezione per l'interfaccia tra estremità degli impalcati e spalle, tutti gli elementi strutturali sono stati realizzati in continuità (non sono presenti appoggi o giunti), soluzione tipica delle strutture in cemento armato gettate in opera.

La stratigrafia dell'impalcato è stata ricostruita mediante l'esecuzione di un pozzetto in corrispondenza del quale sono state identificate anche le barre di armatura all'estradosso dell'impalcato (armatura superiore delle travi). Lo spessore della soletta è risultato essere pari a 20 cm, mentre l'altezza del pacchetto non strutturale, comprensiva dello strato di usura, del binder, del misto stabilizzato e del massetto è risultata pari a 25 cm. Maggiori dettagli sono contenuti nella relazione di prova di P&P RdP-394-2019.

4.2 DOCUMENTI DI RIFERIMENTO

Nei paragrafi seguenti si raccolgono e identificano i documenti che sono risultati disponibili per l'esecuzione delle analisi strutturali.

Documenti di riferimento			
Sigla	Oggetto	Data	Autore
-	“Bonifica idrica del basso Lodigiano nell’idea di Antonio Tosi” (consultabile al seguente link http://www.muzza.it/download.php?id_root=1)	Maggio 2010	Ettore Fanfani, Consorzio di Bonifica Muzza Bassa Lodigiana
Relazione descrittiva e proposta di verifica strutturale	Perizia statica preliminare per la valutazione della funzionalità dei quattro ponti siti sul canale Tosi nel tratto compreso tra il comune di Meleti e il comune di Castelnuovo Bocca d'Adda (LO)	02/08/2012	GEOLAMBDA
Tav01 inquadramento	Inquadramento territoriale	02/08/2012	GEOLAMBDA
Tav02 PONTE 1	PONTE 1 – STATO DI FATTO: PLANIMETRIA, PROSPETTI, SEZIONI	02/08/2012	GEOLAMBDA
Tav02 PONTE 2	PONTE 2 – STATO DI FATTO: PLANIMETRIA, PROSPETTI, SEZIONI	02/08/2012	GEOLAMBDA
Tav02 PONTE 3	PONTE 3 – STATO DI FATTO: PLANIMETRIA, PROSPETTI, SEZIONI	02/08/2012	GEOLAMBDA
Tav02 PONTE 4	PONTE 4 – STATO DI FATTO: PLANIMETRIA, PROSPETTI, SEZIONI	02/08/2012	GEOLAMBDA
Relazione di servizio n°1	Monitoraggio opere idrauliche (arginature e relative sponde) di II Categoria, dello Scolmatore Venere	8/10/2014	Dot. Alessandro Morgese (AIPo) Ing. Gaetano La Montagna (AIPo) Ing. Sara Melone (AIPo)
Relazione di servizio n° 4	Monitoraggio Opere Idrauliche (arginature e relative sponde, ponti e salto idraulico) di II Categoria, del Canale Tosi nel tratto compreso tra il comune di Meleti e lo sbocco nel Fiume Po, in comune di Castelnuovo Bocca d'Adda (LO).	10/11/2014	Dot. Alessandro Morgese (AIPo) Ing. Gaetano La Montagna (AIPo) Ing. Sara Melone (AIPo)

5. PROPRIETÀ DEI MATERIALI

5.1 PROPRIETÀ DEI MATERIALI CONSIDERATE NELLA VERIFICA SECONDO LA NORMATIVA DELL'EPOCA DI COSTRUZIONE

Per la verifica della struttura in cemento armato secondo il metodo delle tensioni ammissibili, si è fatto riferimento a quanto previsto dal R.D.L. 29 luglio 1933 n.1213. Tale norma prevede i seguenti “carichi di sicurezza” per i materiali:

- Conglomerato cementizio Portland d'alto forno e pozzolanico non deve essere superato il valore massimo di 40 kg/cmq per strutture soggette a pressione semplice e 50 kg/cmq per strutture inflesse;
- Il carico massimo di sicurezza per il ferro omogeneo è pari a 1200 kg/cmq;

5.2 PROPRIETÀ DEI MATERIALI CONSIDERATE NELLA VERIFICA SECONDO LE NTC 2018

5.2.1 Livello di conoscenza della struttura in calcestruzzo armato

Le indagini svolte sul Ponte n°3 e descritte nella relazione allegata hanno permesso di raggiungere un livello di conoscenza delle strutture e delle entità architettoniche certamente riconducibile almeno a LC2, cui corrisponde, secondo la normativa vigente, una “conoscenza estesa” della struttura secondo quanto previsto dalla Normativa tecnica vigente (NTC2018).

Gli aspetti da tenere in considerazione sono i seguenti:

- Analisi storico-critica: ricerca e consultazione della documentazione storica.
- Geometria: la geometria della struttura sia nota in base ai disegni originali (effettuando un rilievo visivo a campione per verificare l'effettiva corrispondenza del costruito ai disegni) o a un rilievo.
- Dettagli costruttivi: i dettagli costruttivi siano noti, o parzialmente dai disegni costruttivi originali integrati da indagini limitate in situ sulle armature e sui collegamenti presenti negli elementi più importanti, o (con riferimento al § C8.5.2) a seguito di una indagine estesa in situ (i dati raccolti devono essere tali da consentire, nel caso si esegua un'analisi lineare, verifiche locali di resistenza, oppure la messa a punto di un modello strutturale non lineare).
- Proprietà dei materiali: siano note in base ai disegni costruttivi, integrati da prove limitate in situ (se i valori ottenuti dalle prove in situ sono minori dei corrispondenti valori indicati nei disegni di progetto, si eseguono prove estese in situ), o con prove estese in situ (con riferimento al § C8.5.3).

5.2.2 Proprietà dei materiali

Il livello di conoscenza LC2 prevede un fattore di confidenza “FC” imposto pari a 1,2.

5.2.2.1 CALCESTRUZZO

Per le verifiche dei meccanismi duttili, ovvero verifiche a flessione, il valore della resistenza a compressione di analisi è stato calcolato mediante la seguente formula:

$$f_{cd} = f_{cm} / FC$$

Per le verifiche dei meccanismi fragili, ovvero verifiche a taglio, il valore della resistenza a compressione di analisi è stato così calcolato pari a:

$$f_{cd} = f_{cm} / (\gamma_c \times FC)$$

Dove:

FC fattore di confidenza per livello di conoscenza stabilito;

$\gamma_c = 1,5$ coeff. di sicurezza del materiale;

f_{cm} [MPa] resistenza media a compressione cilindrica in situ;

I risultati delle prove di compressione eseguite su campioni prelevati in situ, sono stati divisi secondo l'elemento strutturale da cui sono stati prelevati (fondazione, pilastri, soletta, spalle, travi). Nella seguente tabella si riportano i valori di resistenza media a compressione (f_{cm}) valutati per i differenti elementi strutturali.

ID	Elemento indagato	Posizione	$R_{cub, opera}$ [MPa]	f_c [MPa]	f_{cm} [MPa]
C11.3	Fondazione	FB	25,2	20,9	-
C2.3	Pilastro	P4DX	34,9	29,0	30,2
C3.3	Pilastro	P5DX	34,1	28,3	
C4.3	Pilastro	P6DX	40,1	33,3	
C8.3	Soletta	-	46,0	38,2	-
C1.3	Spalla	SX	16,5	13,7	17,2
C5.3	Spalla	DX	28,2	23,4	
C12.3	Spalla	SPDX	22,8	19,0	
C13.3	Spalla	SPSX	15,2	12,6	
C6.3	Trave	T2SX	34,0	28,2	29,9
C7.3	Trave	T1SX	44,8	37,2	
C9.3	Trave	T3C	22,5	18,6	
C10.3	Trave	T3DX	42,7	35,4	

Risultati prove di compressione del calcestruzzo

Dove:

f_{cm} valore medio di resistenza a compressione;

Ai fini della verifica, sono stati considerati i seguenti valori della resistenza a compressione:

Elemento	fed (m. duttili) [MPa]	fed (m. fragili) [MPa]
Pilastro- Trave- Soletta	24,9	16,6
Spalla	14,3	9,5

Valori di resistenza a compressione adottati ai fini della verifica

Per travi e pilastri, essendo caratterizzati da valori medi analoghi, sono stati assunti i medesimi valori per le verifiche. Anche per la soletta, essendo stata eseguita una sola prova distruttiva, è stato considerato il valore assunto per travi e pilastri.

Le prove non distruttive eseguite sulla struttura hanno permesso di estendere e confermare le proprietà determinate puntualmente mediante le prove distruttive all'intera struttura.

5.2.2.2 ACCIAIO D'ARMATURA

Considerando i risultati delle prove di trazione su barre di armatura eseguite, la resistenza a snervamento media ottenuta risulta essere 303,5 MPa.

Per le verifiche dei meccanismi duttili, ovvero verifiche a flessione, il valore della resistenza a snervamento di analisi è stato calcolato pari a:

$$f_{yd} = f_{sy,m} / FC = 303 / 1,20 = 252 \text{ MPa} \quad \rightarrow \quad \text{Tutta la struttura}$$

Per le verifiche dei meccanismi fragili, ovvero verifiche a taglio, il valore della resistenza a snervamento di analisi è stato calcolato pari a:

$$f_{yd} = f_{sy,m} / (\gamma_s \times FC) = 303 / (1,15 \times 1,20) = 219 \text{ MPa} \quad \rightarrow \quad \text{Tutta la struttura}$$

Dove:

- FC fattore di confidenza per livello di conoscenza stabilito;
- $\gamma_s = 1,15$ coeff. di sicurezza del materiale;
- $f_{sy,m}$ [MPa] resistenza a snervamento media dell'acciaio d'armatura in situ.

6. METODO DI ANALISI E MODELLO FEM

Mediante l'ausilio del software di calcolo MIDAS GEN è stato realizzato un modello FEM delle strutture, che rappresentasse tridimensionalmente le geometrie con le effettive distribuzioni spaziali di massa, rigidezza e resistenza.

Le travi longitudinali e trasversali sono state modellate con elementi "beam". La larghezza collaborante delle travi longitudinali a T è stata determinata secondo UNI1992.1.1.2005:

Larghezza efficace secondo UNI1992_1_1_2005

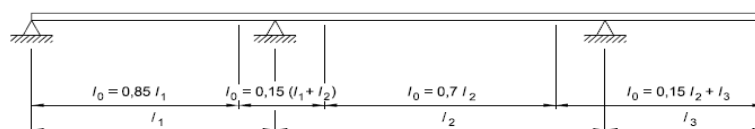
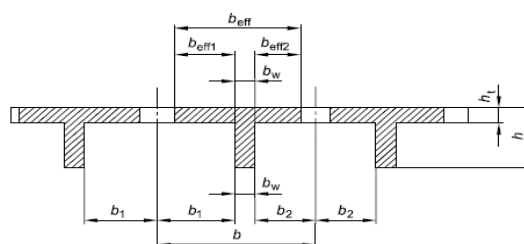
Trave	laterale
bw	0,35 m
ht	0,2 m
ht	0,99 m
b	1,28 m
b1	0,79 m
b2	0,2 m

Luci campate

L1	8,85 m
L2	10,50 m
L3	8,85 m

Distanza tra i punti di momento nullo

L ₀ campata 1	7,52 m
L ₀ appoggio 2	2,90 m
L ₀ campata 2	7,35 m
L ₀ appoggio 3	2,90 m
L ₀ campata 3	7,52 m



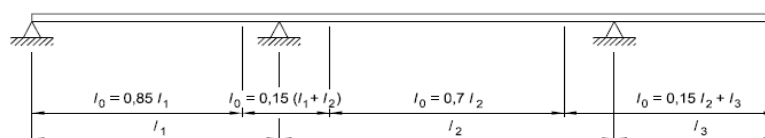
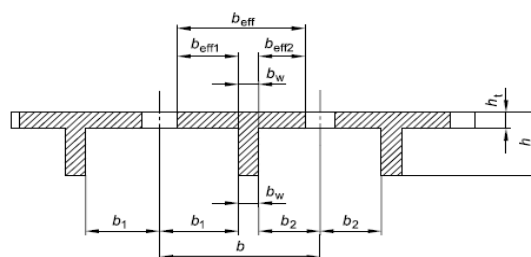
	b _{eff1}	b _{eff2}	b _{eff}
camp1	0,79	0,2	1,34 m
app2	0,44825	0,2	1,00 m
camp2	0,79	0,2	1,34 m
app3	0,44825	0,2	1,00 m
camp3	0,79	0,2	1,34 m

Trave	centrale
bw	0,35 m
ht	0,2 m
ht	0,99 m
b	1,93 m
b1	0,79 m
b2	0,79 m
Luci campate	
L1	8,85 m
L2	10,50 m
L3	8,85 m

Distanza tra i punti di momento nullo

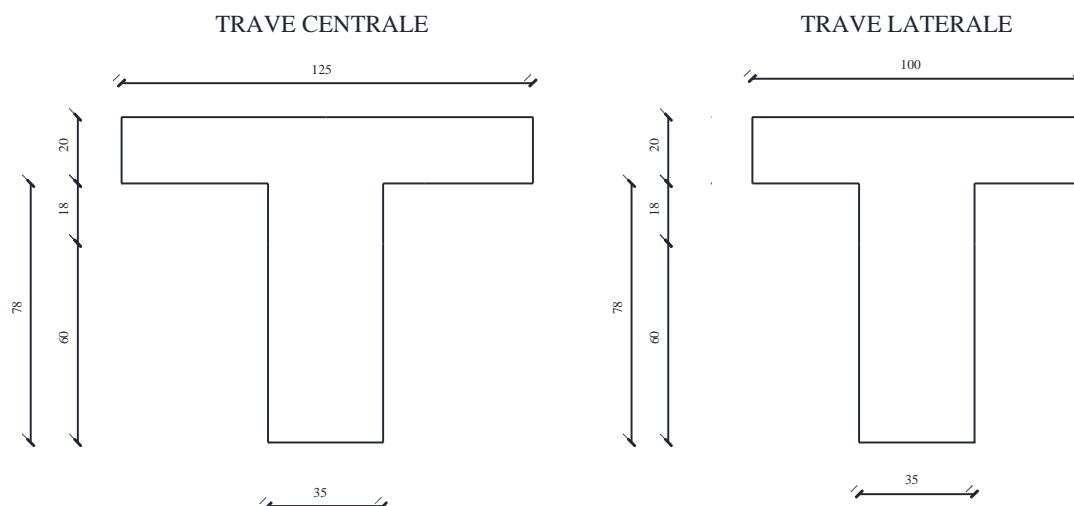
L ₀ campata 1	7,52 m
L ₀ appoggio 2	2,90 m
L ₀ campata 2	7,35 m
L ₀ appoggio 3	2,90 m
L ₀ campata 3	7,52 m

	b _{eff1}	b _{eff2}	b _{eff}
camp1	0,79	0,79	1,93 m
app2	0,44825	0,44825	1,25 m
camp2	0,79	0,79	1,93 m
app3	0,44825	0,44825	1,25 m
camp3	0,79	0,79	1,93 m



Nella modellazione la larghezza delle travi è stata considerata costante e pari al valore minimo definito in corrispondenza degli appoggi.

La seguente immagine rappresenta le sezioni delle travi longitudinali considerate nel modello FEM.



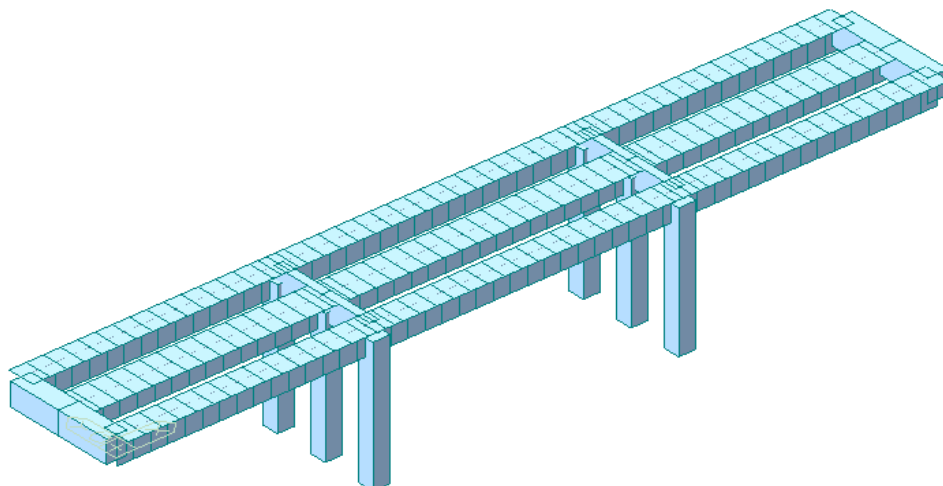
Sezioni delle travi longitudinali considerate nel modello FEM

I trasversi (i due trasversi in corrispondenza delle pile centrali e i due trasversi in corrispondenza delle spalle) ed i pilastri, sono stati modellati con elementi “beam” considerando le sezioni rilevate:

Traverso centrale (in corrispondenza delle pile): 30 x 80 cm

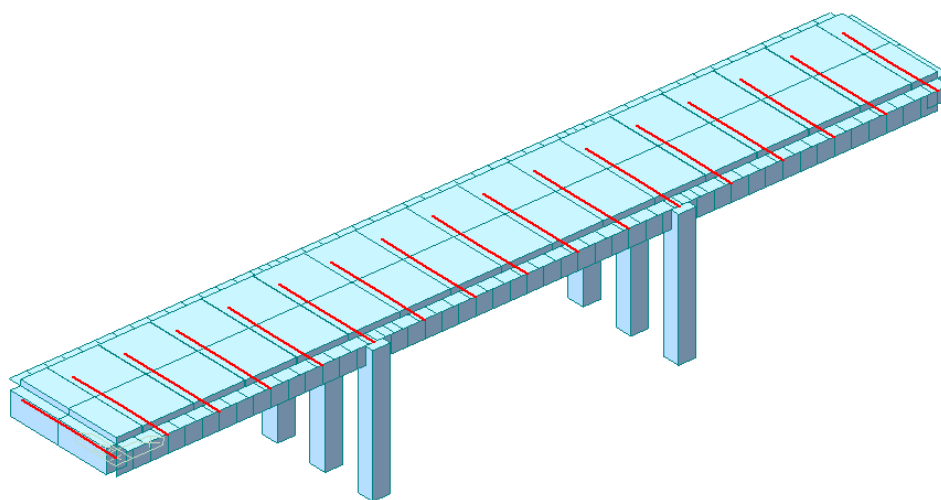
Traverso laterale (in corrispondenza delle spalle): 100 x 80 cm

Pilastrini: 60x60 cm



Modello FEM

Al fine di mettere in conto nella modellazione la capacità redistributiva del carico associata alla soletta, sono stati introdotti nel modello degli elementi “beam” trasversali di altezza pari allo spessore della soletta. Al fine di non considerare più volte il peso della soletta, a tali elementi “beam” è stata associata massa nulla.



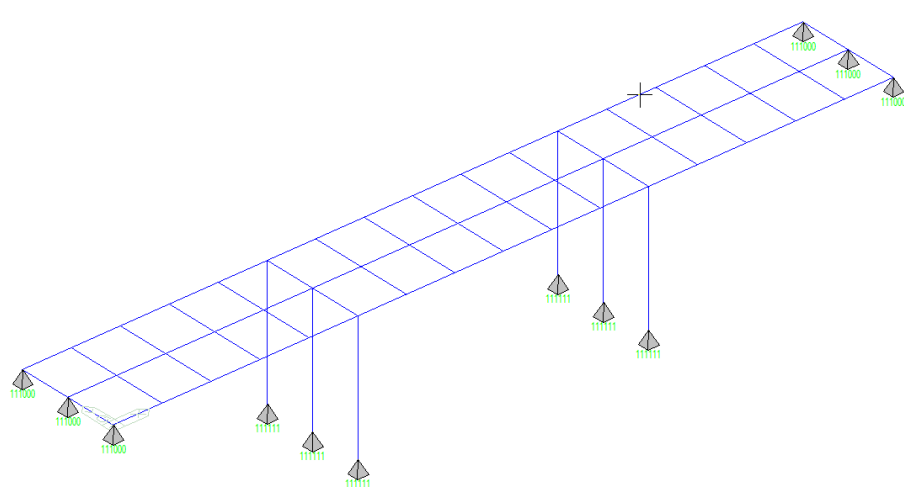
Elementi “beam” trasversali

Vincoli

Nel modello FEM, le travi longitudinali sono state considerate in continuità con i pilastrini, come rilevato in fase di indagine del manufatto. I pilastrini sono stati considerati incastrati alla base.

Le spalle, pur non rappresentate in modo diretto nel modello FEM, sono comunque state prese in considerazione nelle verifiche. Le travi longitudinali sono state considerate come semplicemente appoggiate ai loro estremi. Tale modellazione con vincoli di semplice appoggio tra travi e spalle è

stata assunta in quanto durante le indagini inon sono stati rilevati ferri o elementi di connessione tra impalcato e spalla.



Vincoli adottati nel modello FEM

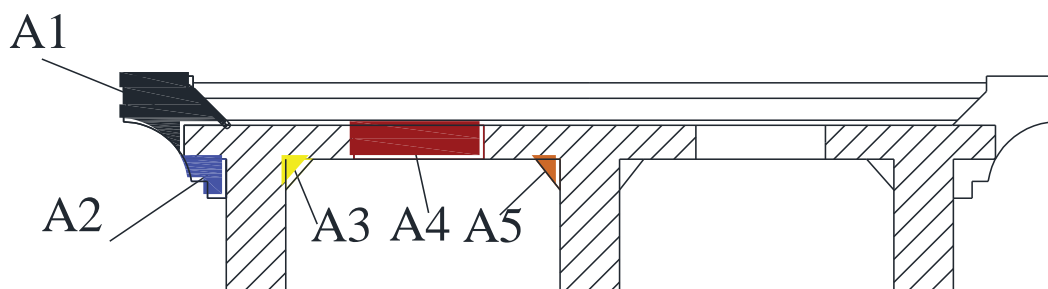
L'analisi implementata è del tipo lineare statica. Tale analisi ha permesso di cogliere il comportamento del ponte sotto l'azione dei carichi verticali in campo elastico lineare.

7. ANALISI DEI CARICHI

7.1 PESO PROPRIO STRUTTURALE (G_1)

I pesi propri degli elementi strutturali sono stati direttamente introdotti con la geometria del modello FEM realizzato, assegnando ai relativi materiali la densità volumica corrispondente.

Il peso delle porzioni di struttura non direttamente rappresentate dagli elementi del modello FEM, è stato applicato come carico lineare alle travi longitudinali.



$$A1 = 0,153 \text{ m}^2$$

$$A2 = 0,04 \text{ m}^2$$

$$A3 = 0,015 \text{ m}^2$$

$$A4 = 0,153 \text{ m}^2$$

$$A5 = 0,015 \text{ m}^2$$

Trave laterale:

$$g_l = (A_1 + A_2 + A_3 + A_4/2) \times 2500 \text{ kg/m}^3 = 7,12 \text{ kN/m}$$

Trave centrale:

$$g_l = (2 \times A_5 + A_4) \times 2500 \text{ kg/m}^3 = 4,47 \text{ kN/m}$$

7.2 CARICHI PERMANENTI NON STRUTTURALI (G_2)

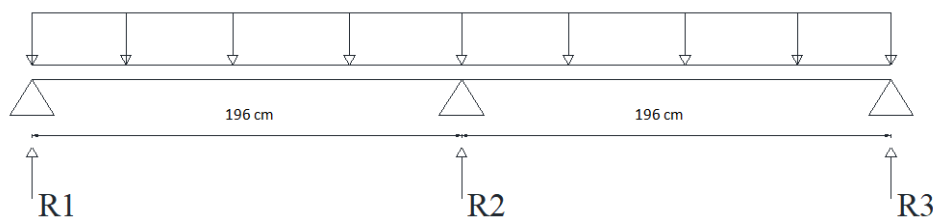
I carichi permanenti non strutturali associati alla stratigrafia dell'impalcato:

- | | |
|--|----------------------|
| ▪ Caldana in cls ($s = 0,02 \text{ m}$): | 0,44 kN/m^2 |
| ▪ Misto stabilizzato ($s = 0,13 \text{ m}$): | 2,60 kN/m^2 |
| ▪ Strato di usura + binder ($s = 0,09 \text{ m}$): | 1,17 kN/m^2 |

g_2 :

4,21 kN/m^2

Considerando una striscia di soletta di larghezza pari a 1 m, la distribuzione del carico sulle travi è stato valutato sulla base del seguente schema.



$$g_{2 \text{ laterale}} = 0,375 \times g_2 \times 1 + 0,4 \text{ m} \times g_2 = 4,7 \text{ kN/m}$$

$$g_{2 \text{ centrale}} = 1,25 \times g_2 \times 1 = 10,08 \text{ kN/m}$$

7.3 SOVRACCARICHI ACCIDENTALI (Q_K)

I sovraccarichi considerati sono specificati nei seguenti capitoli in funzione delle verifiche eseguite.

8. VERIFICA SECONDO LA NORMATIVA DELL'EPOCA DI COSTRUZIONE

Il Ponte n° 3 è stato costruito presumibilmente negli anni '30 del secolo scorso ed è stato di conseguenza progettato in accordo con i carichi e le metodologie dell'epoca. Pertanto, la verifica della struttura non può esimersi dal considerare anche e innanzitutto uno scenario con i carichi previsti dalla normativa vigente nel periodo di costruzione del manufatto.

La norma di riferimento dell'epoca per i carichi da considerare in fase di progettazione di un ponte stradale è la Normale n°8 del 1933. Per la verifica della struttura in cemento armato secondo il metodo delle tensioni ammissibili, si è fatto riferimento a quanto previsto dal R.D.L. 29 luglio 1933 n.1213.

Si precisa che le verifiche effettuate sono state condotte assumendo necessariamente uno stato di conservazione ottimale, in quanto risulta assai difficile se non praticamente impossibile tener conto in modo corretto in fase di calcolo degli ammaloramenti eventualmente presenti.

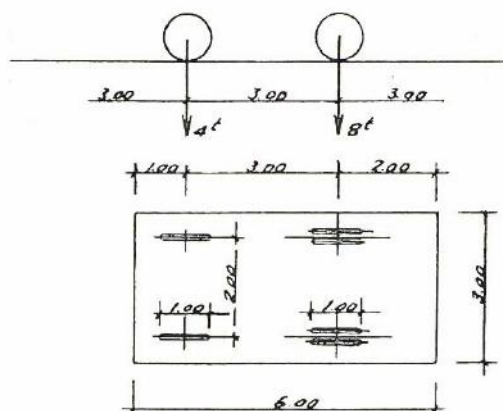
Per questo motivo i risultati delle verifiche andranno poi comunque interpretati sulla base del reale stato della struttura. Ovvero, in relazione alle problematiche afferenti lo stato di conservazione del manufatto, affinché i risultati delle verifiche possano essere ritenuti applicabili, si dovrà ritenere che il ponte possa essere sottoposto a risanamento in tempi brevi per essere riportato alle condizioni originarie.

8.1 CARICHI DA TRAFFICO CONSIDERATI NELL'ANALISI

Nei calcoli sono stati considerati i carichi definiti nella normativa che si ritiene fosse vigente all'epoca di edificazione del ponte (Normale n°8 del 1933).

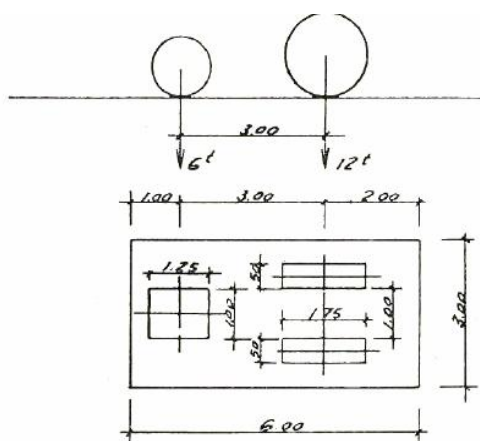
Tale normativa prevede n. 2 differenti Schemi di carico:

SCHEMA I: treno di autocarri del peso di 12 t (4 t anteriore e 8 t posteriore)



Schema I

SCHEMA II: rullo compressore del peso di 18 t (6 t anteriore e 12 t posteriore)



Schema II

I carichi accidentali statici devono essere incrementati per il coefficiente dinamico 1,25.

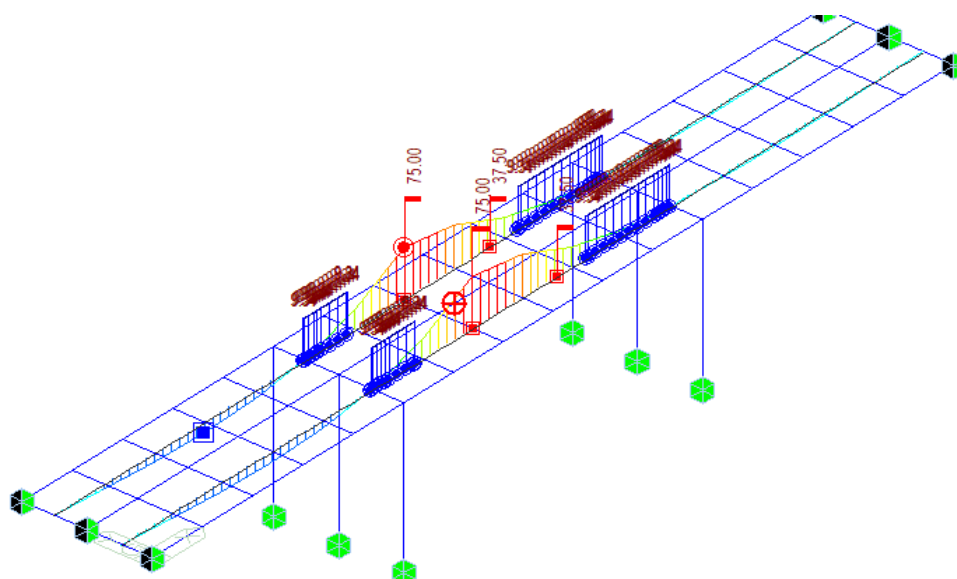
Confrontando la larghezza massima della superficie carrabile pari a 4,90 m (valutata come distanza tra i parapetti laterali) con l'ingombro dei mezzi previsti negli schemi di carico 6 x 3 m, l'impalcato risulta compatibile con una sola corsia di transito.

Considerando la strada come "strada piccolo traffico", la Norma richiede di verificare la più sfavorevole tra le seguenti combinazioni:

- Un treno di carichi SCHEMA I ed un carico di folla compatta (4 kN/m^2) nell'area rimanente;
- Un rullo SCHEMA II ed un carico di folla compatta (4 kN/m^2) nell'area rimanente;
- Folla compatta (4 kN/m^2) su tutta la lunghezza del ponte;

Al fine di individuare le sollecitazioni più gravose per ogni sezione della struttura, è stata eseguita un'analisi con carichi mobili per generare le linee di influenza dei carichi da traffico veicolare.

Per massimizzare le sollecitazioni sia sulle travi laterali che su quella centrale, la "corsia di transito dei carichi veicolari" è stata considerata sia centrale all'impalcato che spostata il più laterale possibile.



Esempio linee d'influenza

Per quanto riguarda l'azione di frenamento è stato considerato un carico pari ad 1/10 di quello dato da una singola colonna indefinita di autocarri, tale carico è pari a 6 t.

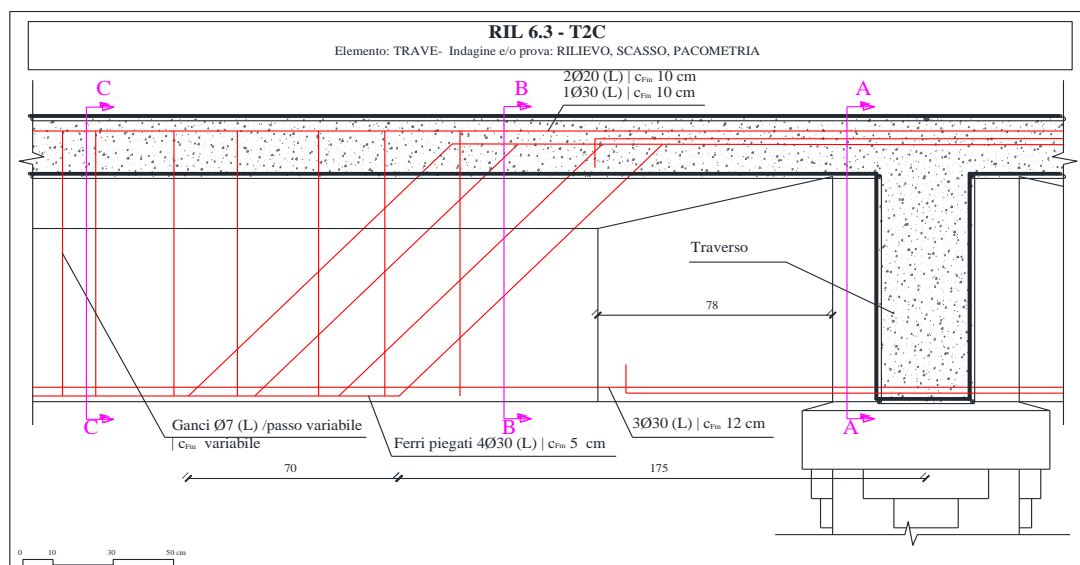
I carichi accidentali sono stati combinati con i pesi propri della struttura e i pesi permanenti portati.

8.2 VERIFICHE STRUTTURALI

8.2.1 Verifiche Travi

La verifica flessionale delle travi è stata eseguita considerando tre differenti sezioni caratterizzate da differenti aree di acciaio resistenti:

- A. Sezione in prossimità dell'appoggio (prima della piegatura dei ferri);
- B. Sezione in corrispondenza dei ferri piegati;
- C. Sezione di mezzzeria;

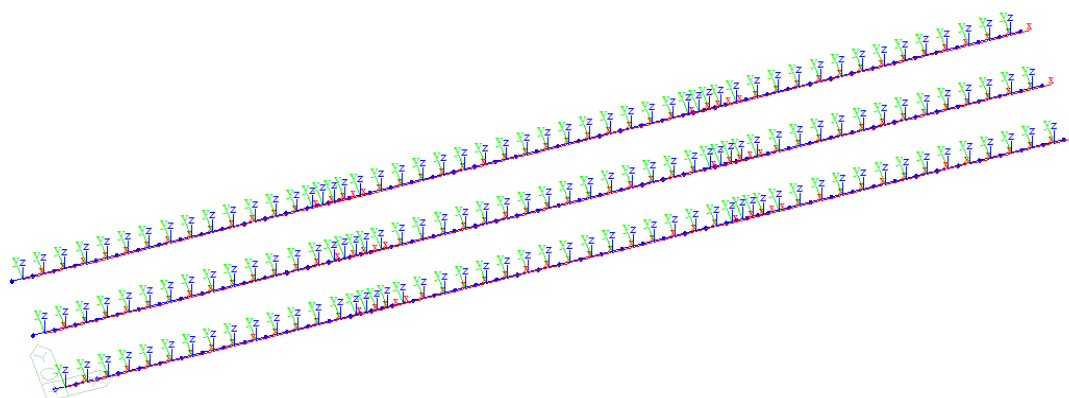


Sezioni di verifica

Sia per le travi laterali che per la trave centrale è stata ricostruita la seguente armatura longitudinale.

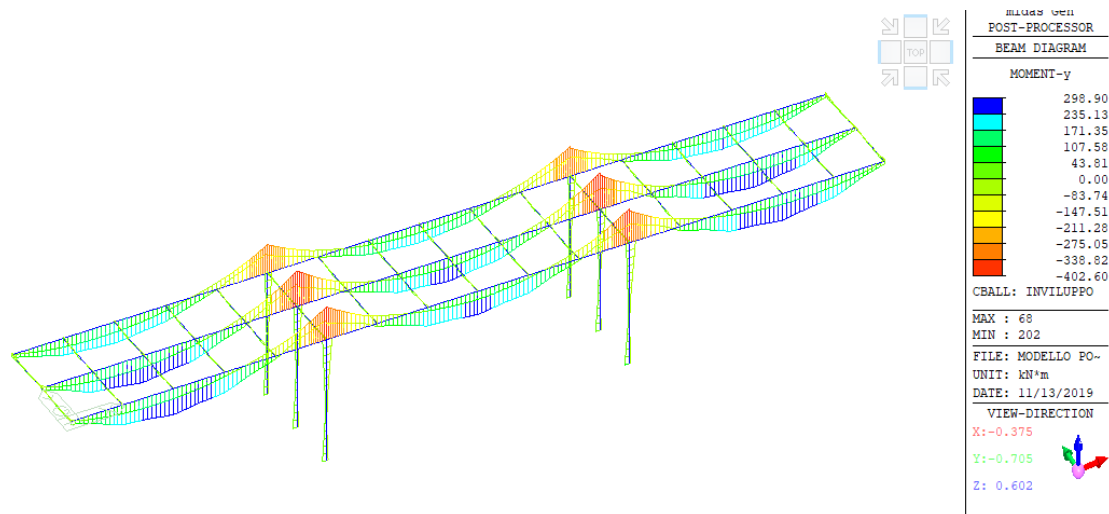
Sezione	Armatura superiore	Armatura inferiore
A	5 ϕ 30L 2 ϕ 20L	3 ϕ 30L
B	2-4 ϕ 30L* 2 ϕ 20L	3 ϕ 30L
C	1 ϕ 30L 2 ϕ 20L	7 ϕ 30L
* Piegatura ferri L barre lisce		

Le azioni interne sono identificate con riferimento agli assi locali degli elementi "beam".

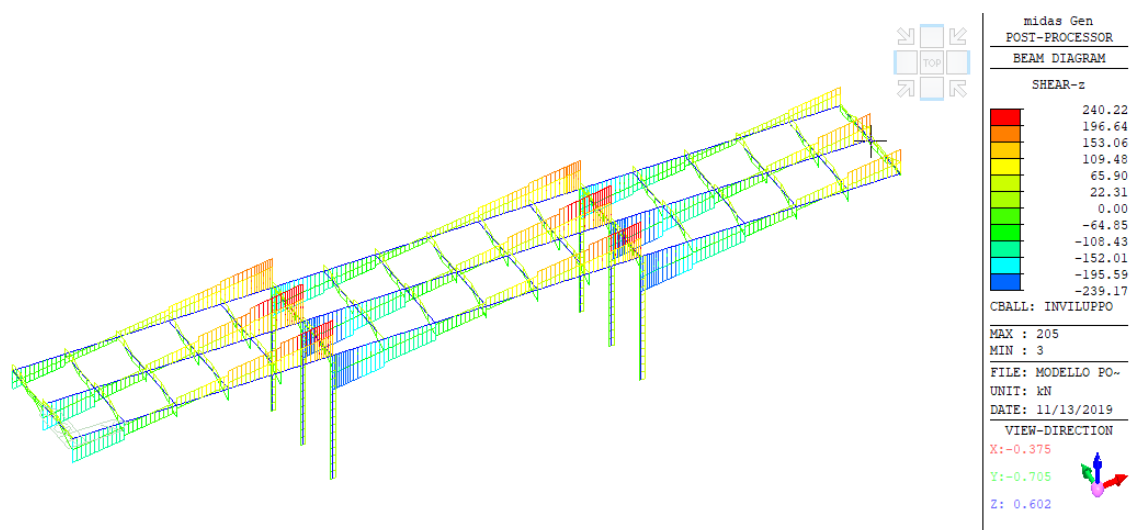


Assi locali elementi "beam" delle travi

Le azioni di verifica identificate sono le seguenti:



Inviluppo momenti flettenti (M_y)



Inviluppo Taglio (F_z)

Trave laterale

Sezione	Elem	Load	Part	Axial (kN)	Shear-y (kN)	Shear-z (kN)	Torsion (kN*m)	Moment-y (kN*m)	Moment-z (kN*m)
A	203	SLU 9(min)	J[9]	-13,08	1,19	123,86	-1,46	-373,1	-2,8
A	207	SLU 7(max)	J[131]	9,38	-1,08	-97,02	2,65	-101,11	1,17
A	204	SLU 7(max)	J[4]	-8,77	4,09	224,87	1,82	-226,89	0,18
B	151	SLU 9(min)	J[147]	-12,44	1,19	104,73	-1,46	-225,93	-0,21
B	88	SLU 7(max)	J[84]	4,38	-1,38	-92,86	2,12	10,93	4,04
B	58	SLU 7(max)	J[54]	-8,12	4,09	205,58	1,82	-127,27	1,34
C	150	SLU 7(min)	J[146]	-18,1	1,01	84,67	-2,61	-115,1	0,99
C	95	SLU 7(max)	J[91]	9,37	-0,19	20,67	0,44	289,2	0,98
C	57	SLU 7(max)	J[53]	-7,51	4,09	187,24	1,82	-4,29	4,05

La verifica a flessione delle travi in corrispondenza dell'appoggio deve tener conto del ringrosso a coda di rondine delle travi la cui base passa da 35 cm a 50 cm.

Verifica C.A. S.L.U. - File: trave laterale appoggio

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

Titolo :

N° figure elementari 2 Zoom N° strati barre 2 Zoom

N°	b [cm]	h [cm]
1	100	20
2	50	78

N°	As [cm²]	d [cm]
1	41.63	10
2	21.21	91

Sollecitazioni S.L.U. Metodo n

N_{Ed} 0 kN
M_{xEd} -853 kNm
M_{yEd} 0

P.to applicazione N
☒ Centro ☐ Baricentro cls
☐ Coord.[cm] xN 0 yN 0

Tipo Sezione
☐ Rettan.re ☐ Trapezi
☒ a T ☐ Circolare
☐ Rettangoli ☐ Coord.

Metodo di calcolo
☐ S.L.U.+ ☐ S.L.U.-
☒ Metodo n

Materiali Omogeneo Ammissibile

ϵ_{su} 67.5 ‰ ϵ_{c2} 2 ‰
 f_{yd} 250 N/mm² ϵ_{cu} 3.5 ‰
 E_s 200.000 N/mm² f_{cd} 4.533 N/mm²
 E_s/E_c 15 f_{cc}/f_{cd} 0.8
 ϵ_{syd} 1.25 ‰ $\sigma_{c,adm}$ 4.75 N/mm²
 $\sigma_{s,adm}$ 120 N/mm² τ_{co} 0.3333
 τ_{c1} 1.257

σ_c -4.493 N/mm²
 σ_s 114.8 N/mm²
 ϵ_s 0.574 ‰
d 88 cm
x 32.55 x/d 0.3699
 δ 0.9024

Verifica N° iterazioni: 4

☐ Precompresso

Verifica Sezione A - Trave laterale

Verifica C.A. S.L.U. - File: trave laterale ferri piegati

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

Titolo :

N° figure elementari 2 Zoom N° strati barre 2 Zoom

N°	b [cm]	h [cm]
1	100	20
2	35	78

N°	As [cm²]	d [cm]
1	27.49	10
2	21.21	91

Sollecitazioni S.L.U. Metodo n

N_{Ed} 0 kN
M_{xEd} -853 kNm
M_{yEd} 0

P.to applicazione N
☒ Centro ☐ Baricentro cls
☐ Coord.[cm] xN 0 yN 0

Tipo Sezione
☐ Rettan.re ☐ Trapezi
☒ a T ☐ Circolare
☐ Rettangoli ☐ Coord.

Metodo di calcolo
☐ S.L.U.+ ☐ S.L.U.-
☒ Metodo n

Materiali Omogeneo Ammissibile

ϵ_{su} 67.5 ‰ ϵ_{c2} 2 ‰
 f_{yd} 250 N/mm² ϵ_{cu} 3.5 ‰
 E_s 200.000 N/mm² f_{cd} 4.533 N/mm²
 E_s/E_c 15 f_{cc}/f_{cd} 0.8
 ϵ_{syd} 1.25 ‰ $\sigma_{c,adm}$ 4.75 N/mm²
 $\sigma_{s,adm}$ 120 N/mm² τ_{co} 0.3333
 τ_{c1} 1.257

σ_c -3.683 N/mm²
 σ_s 104.3 N/mm²
 ϵ_s 0.5214 ‰
d 88 cm
x 30.47 x/d 0.3463
 δ 0.8729

Verifica N° iterazioni: 4

☐ Precompresso

Verifica Sezione B - Trave laterale

Verifica C.A. S.L.U. - File: trave laterale campata

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

TITOLO :

N° figure elementari 2 Zoom N° strati barre 2 Zoom

N°	b [cm]	h [cm]
1	134	20
2	35	78

N°	As [cm²]	d [cm]
1	13,35	10
2	49,48	91

Sollecitazioni S.L.U. Metodo n

N_{Ed} 0 kN
M_{xEd} -853 kNm
M_{yEd} 0

P.to applicazione N
☒ Centro ☐ Baricentro cls
☐ Coord.[cm] xN 0 yN 0

Tipo Sezione
☐ Rettan.re ☐ Trapezi
☒ a T ☐ Circolare
☐ Rettangoli ☐ Coord.

Metodo di calcolo
☐ S.L.U. + ☐ S.L.U. -
☒ Metodo n

Materiali Omogeneo Ammissibile

ϵ_{su} 67,5 ‰ ϵ_{c2} 2 ‰
 f_{yd} 250 N/mm² ϵ_{cu} 3,5 ‰
 E_s 200.000 N/mm² f_{cd} 4,533
 E_s/E_c 15 f_{cc}/f_{cd} 0,8 ?
 ϵ_{syd} 1,25 ‰ $\sigma_{c,adm}$ 4,75
 $\sigma_{s,adm}$ 120 N/mm² τ_{co} 0,3333
 τ_{c1} 1,257

σ_c -1,931 N/mm²
 σ_s 70,89 N/mm²
 ϵ_s 0,3544 ‰
d 91 cm
x 26,4 x/d 0,2901
 δ 0,8026

Verifica N° iterazioni: 3

☐ Precompresso

Verifica C.A. S.L.U. - File: trave laterale campata

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

TITOLO :

N° figure elementari 2 Zoom N° strati barre 2 Zoom

N°	b [cm]	h [cm]
1	134	20
2	35	78

N°	As [cm²]	d [cm]
1	13,35	10
2	49,48	91

Sollecitazioni S.L.U. Metodo n

N_{Ed} 0 kN
M_{xEd} -853 kNm
M_{yEd} 0

P.to applicazione N
☒ Centro ☐ Baricentro cls
☐ Coord.[cm] xN 0 yN 0

Tipo Sezione
☐ Rettan.re ☐ Trapezi
☒ a T ☐ Circolare
☐ Rettangoli ☐ Coord.

Metodo di calcolo
☐ S.L.U. + ☐ S.L.U. -
☒ Metodo n

Materiali Omogeneo Ammissibile

ϵ_{su} 67,5 ‰ ϵ_{c2} 2 ‰
 f_{yd} 250 N/mm² ϵ_{cu} 3,5 ‰
 E_s 200.000 N/mm² f_{cd} 4,533
 E_s/E_c 15 f_{cc}/f_{cd} 0,8 ?
 ϵ_{syd} 1,25 ‰ $\sigma_{c,adm}$ 4,75
 $\sigma_{s,adm}$ 120 N/mm² τ_{co} 0,3333
 τ_{c1} 1,257

σ_c -1,829 N/mm²
 σ_s 105,8 N/mm²
 ϵ_s 0,5292 ‰
d 88 cm
x 18,12 x/d 0,2059
 δ 0,7

Verifica N° iterazioni: 4

☐ Precompresso

Verifica Sezione C- Trave laterale

Trave centrale

Sezione	Elem	Load	Part	Axial (kN)	Shear- y (kN)	Shear-z (kN)	Torsion (kN*m)	Momen t-y (kN*m)	Moment -z (kN*m)
A	205	SLU 6(max)	J[5]	-2,44	0	240,22	0	-253,7	0
A	202	SLU 6(all)	J[8]	-10,52	0	238,03	0	-400,0	0
A	208	SLU 6(max)	J[97]	13,41	0	-109,67	0	-116,73	0
B	60	SLU 1(min)	I[55]	1,04	0	-216,72	0	-215,76	0
B	117	SLU 6(min)	J[113]	-9,88	0	115,56	0	-238,76	0
B	60	SLU 6(max)	J[56]	9,96	0	-101,71	0	3,27	0
C	29	SLU 6(max)	J[25]	-1,17	0	196,43	0	-12,67	0
C	116	SLU 6(all)	J[112]	-9,27	0	194,61	0	-120,65	0
C	68	SLU 6(max)	I[63]	-5,81	0	41,4	0	298,9	0

La verifica a flessione delle travi in corrispondenza dell'appoggio deve tener conto del ringrosso a coda di rondine delle travi la cui base passa da 35 cm a 50 cm.

Verifica C.A. S.L.U. - File: trave centrale appoggio

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

TITOLO :

N° figure elementari 2 Zoom N° strati barre 2 Zoom

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	125	20	1	41,63	8
2	50	78	2	21,21	92

Sollecitazioni S.L.U. Metodo n

N_{Ed} 0 kN
M_{xEd} -853 kNm
M_{yEd} 0 kNm

P.to applicazione N
Centro Baricentro cls
Coord. [cm] xN 0 yN 0

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

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

Materiali Omogeneo Ammissibile

ε_{su} 67,5 ‰ ε_{c2} 2 ‰
f_{yd} 250 N/mm² ε_{cu} 3,5 ‰
E_s 200.000 N/mm² f_{cd} 4.533 N/mm²
E_s/E_c 15 f_{cc}/f_{cd} 0,8
ε_{syd} 1,25 ‰ σ_{c,adm} 4,75 N/mm²
σ_{s,adm} 120 N/mm² τ_{co} 0,3333
τ_{c1} 1,257

σ_c -4,604 N/mm²
σ_s 119,8 N/mm²
ε_s 0,5989 ‰
d 90 cm
x 32,91 x/d 0,3657
δ 0,8971

Verifica N° iterazioni: 4

Precompresso

Verifica Sezione A- Trave centrale

Verifica C.A. S.L.U. - File: trave centrale ferri piegati

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

TITOLO :

N° figure elementari 2 Zoom N° strati barre 2 Zoom

N°	b [cm]	h [cm]
1	100	20
2	35	78

N°	As [cm²]	d [cm]
1	27,49	10
2	21,21	91

Sollecitazioni S.L.U. Metodo n

N_{Ed} 0 0 kN
M_{xEd} -853 -238 kNm
M_{yEd} 0 0

P.to applicazione N
Centro Baricentro cls
Coord.[cm] xN 0 yN 0

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

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

Materiali Omogeneo Ammissibile

E_{su} 67,5 % E_{c2} 2 %
f_{yd} 250 N/mm² E_{cu} 3,5
E_s 200.000 N/mm² f_{cd} 4,533
E_s/E_c 15 f_{cc}/f_{cd} 0,8
E_{syd} 1,25 % σ_{c,adm} 4,75
σ_{s,adm} 120 N/mm² τ_{co} 0,3333
τ_{c1} 1,257

σ_c -3,878 N/mm²
σ_s 109,8 N/mm²
ε_s 0,5491 %
d 88 cm
x 30,47 x/d 0,3463
δ 0,8729

Verifica N° iterazioni: 4

Precompresso

Verifica Sezione B- Trave centrale

Verifica C.A. S.L.U. - File: trave centrale campata

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

TITOLO :

N° figure elementari 2 Zoom N° strati barre 3 Zoom

N°	b [cm]	h [cm]
1	100	20
2	35	78

N°	As [cm²]	d [cm]
1	13,35	10
2	28,27	94
3	21,21	87

Sollecitazioni S.L.U. Metodo n

N_{Ed} 0 0 kN
M_{xEd} -853 -121 kNm
M_{yEd} 0 0

P.to applicazione N
Centro Baricentro cls
Coord.[cm] xN 0 yN 0

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

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

Materiali Omogeneo Ammissibile

E_{su} 67,5 % E_{c2} 2 %
f_{yd} 250 N/mm² E_{cu} 3,5
E_s 200.000 N/mm² f_{cd} 4,533
E_s/E_c 15 f_{cc}/f_{cd} 0,8
E_{syd} 1,25 % σ_{c,adm} 4,75
σ_{s,adm} 120 N/mm² τ_{co} 0,3333
τ_{c1} 1,257

σ_c -1,91 N/mm²
σ_s 110,5 N/mm²
ε_s 0,5525 %
d 88 cm
x 18,12 x/d 0,2059
δ 0,7

Verifica N° iterazioni: 4

Precompresso

Verifica C.A. S.L.U. - File: trave centrale campata

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

Titolo : _____

N° figure elementari Zoom N° strati barre Zoom

N°	b [cm]	h [cm]
1	100	20
2	35	78

N°	As [cm²]	d [cm]
1	13,35	10
2	28,27	94
3	21,21	87

Sollecitazioni
S.L.U. Metodo n

N_{Ed} kN
M_{Ed} kNm
M_{xEd}
M_{yEd}

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

Tipo Sezione
☐ Rettan.re ☐ Trapezi
☒ a T ☐ Circolare
☐ Rettangoli ☐ Coord.

Metodo di calcolo
☐ S.L.U.+ ☐ S.L.U.- ☒ Metodo n

Materiali
Omogeneo Ammissibile

ϵ_{su} 67,5 ‰	ϵ_{c2} 2 ‰
f_{yd} 250 N/mm²	ϵ_{cu} 3,5 ‰
E_s 200.000 N/mm²	f_{cd} 4,533
E_s/E_c 15	f_{cc}/f_{cd} 0,8
ϵ_{syd} 1,25 ‰	$\sigma_{c,adm}$ 4,75
$\sigma_{s,adm}$ 120 N/mm²	τ_{co} 0,3333
	τ_{c1} 1,257

σ_c -2,402 N/mm²
 σ_s 77,41 N/mm²

ϵ_s 0,3871 ‰
d 94 cm
x 29,85 x/d 0,3176
 δ 0,837

Verifica N° iterazioni:

☐ Precompresso

Verifica Sezione C- Trave centrale

Le travi risultano verificate a flessione. I risultati della verifica confermano la validità della progettazione originaria del ponte. Risulta in particolare evidente che l'armatura in mezzzeria sia stata dimensionata a favore di sicurezza.

La verifica a taglio è stata eseguita secondo le modalità di calcolo utilizzata all'epoca di progettazione.

$$\tau_{\max} = 8,5 \text{ Kg/cm}^2 > 2 \text{ Kg/cm}^2 \quad \text{necessaria armatura a taglio}$$

Dove:

$$T_{\max} = 240 \text{ kN}$$

$$b_0 = 35 \text{ cm}$$

$$z = 81 \text{ cm}$$

L'armatura resistente a taglio rilevata durante le indagini in situ, è costituita da ferri verticali lisci (n° 4 braccia) di diametro 7 mm posizionati a passo medio 25 cm. Inoltre sono presenti 4 ferri piegati di diametro 30 mm.

Di seguito si riporta la verifica a taglio eseguita secondo le metodologie di calcolo utilizzate all'epoca di costruzione.

Tmax 240 kN
 b0 350 mm
 z 837 mm
 I1 5245 mm

tratto di trave caratterizzato da segno costante

Tmax 0,8192524 Mpa

σ_f 120 Mpa tensione ammissibile acciaio

ferri piegati

n 4
 φ 30 mm

staffe

n braccia 4
 passo 250 mm
 φ 7 mm

Fs 3229,6201 mmq A staffe nel tratto l'
 FP 2827,4334 mmq A ferri piegati nel tratto l'

verifica

S' 751971,33 N

Sr 867385,77 N

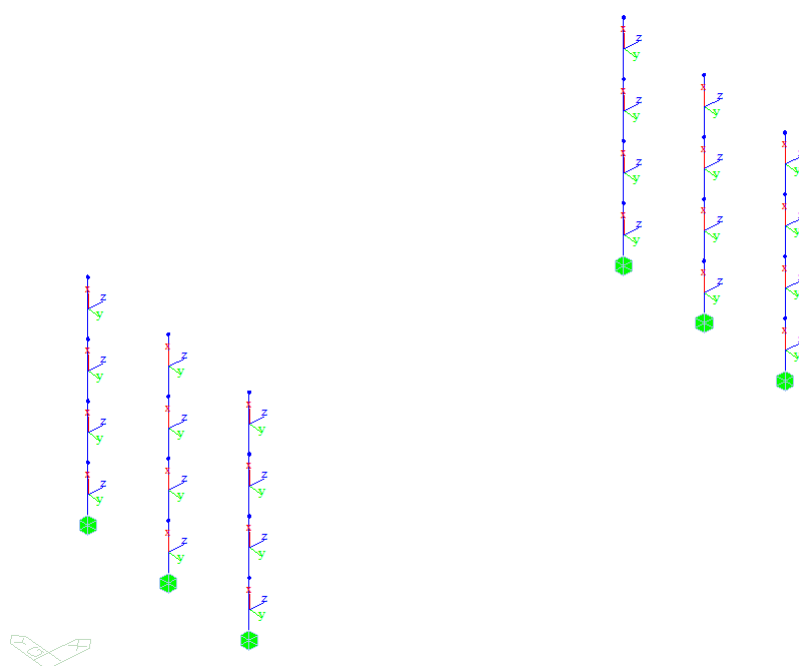
$$S' = \int_0^{l'} T dx \quad S_r = \sigma_f (Fp \sqrt{2} + Fs)$$

Sr > S' ok

8.2.2 Verifiche Pilastrì

Considerando l'assenza di barre d'armatura di connessione tra le spalle e l'impalcato, il taglio agente sui pilastrì è stato valutato attribuendo ad essi l'intero carico orizzontale da frenata.

Le massime azioni agenti sono riportate con riferimento agli assi locali degli elementi.

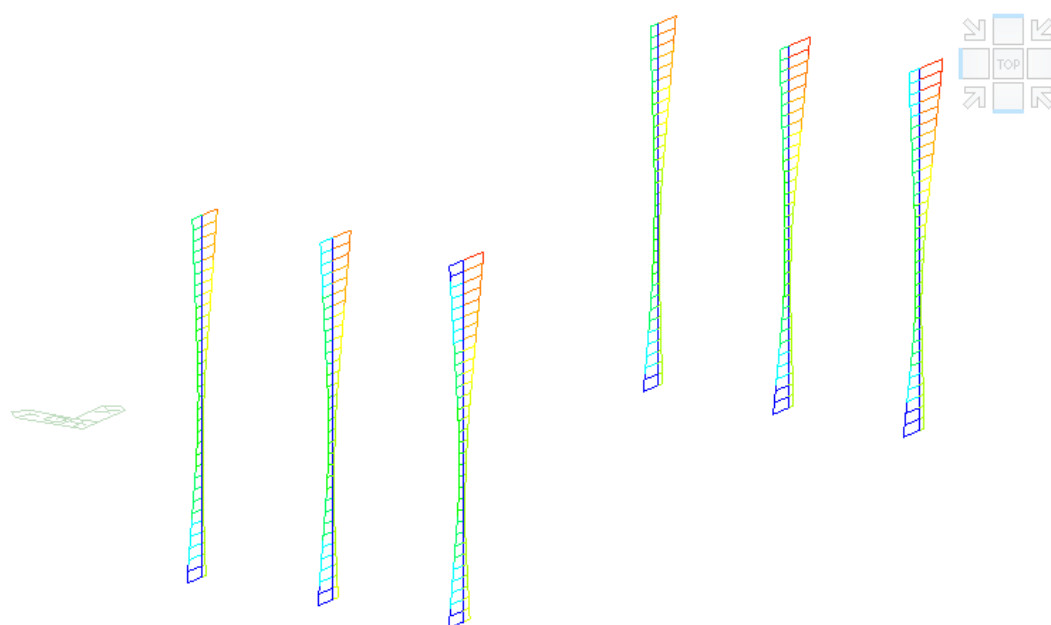


Assi locali elementi “beam” dei pilastri

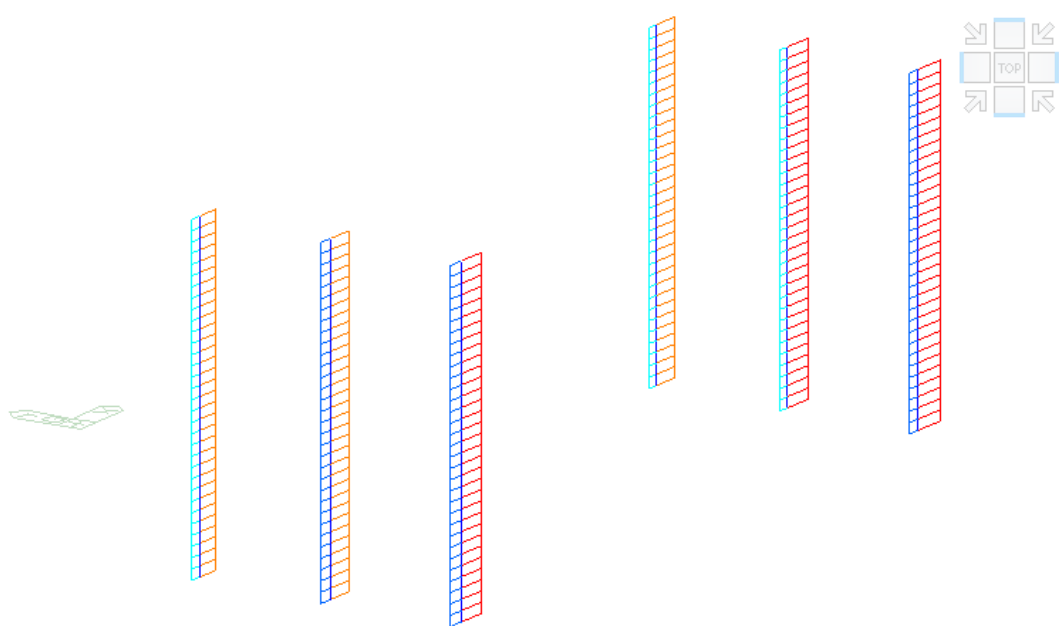
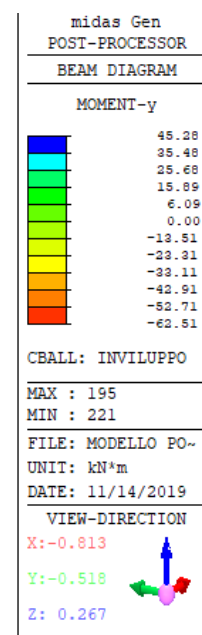
La seguente tabella riassume le massime azioni agenti sui pilastri.

Elem	Load	Part	Fx (kN)	Fy (kN)	Fz (kN)	Mx (kN*m)	My (kN*m)	Mz (kN*m)
196	SLU 6(min)	I[153]	-487,98	0	4,16	0	15,7	0
218	SLU 7(max)	J[4]	-257,34	1,37	20,08	-1,65	13,27	0,48
221	SLU 7(max)	J[9]	-261,03	1,37	23,17	-1,66	6,22	0,35
221	SLU 7(all)	J[9]	-407,16	1,37	23,17	-3,11	-62,51	-0,47
195	SLU 7(max)	I[154]	-302,7	1,37	23,17	3,28	45,28	0,35
218	SLU 1(all)	J[4]	-353,97	3,56	-7,8	-10,81	24,5	-0,4
212	SLU 1(max)	J[6]	-261,16	-0,63	5,63	10,81	24,5	0,4

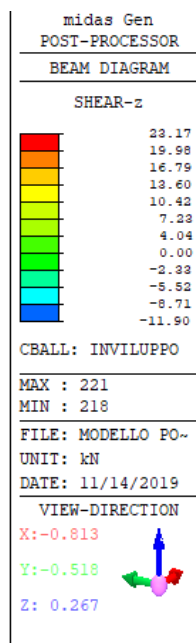
La seguente immagine mostrano l’involuppo delle azioni agenti sui pilastri.

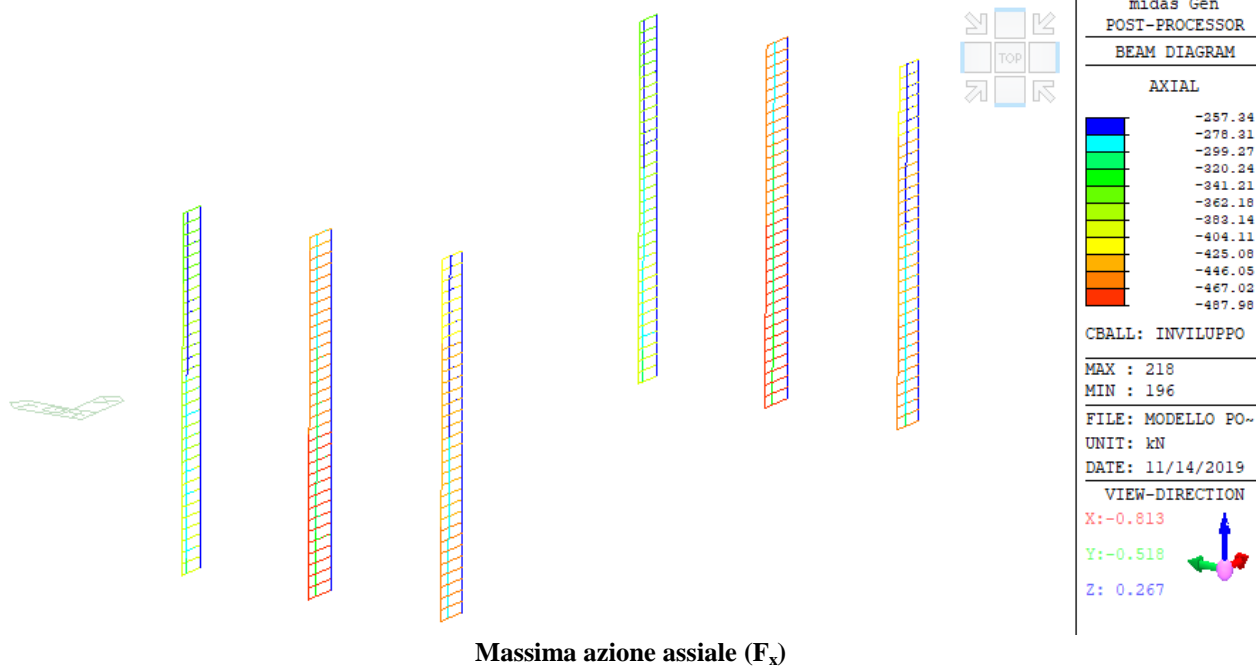


Inviluppo momenti flettenti (M_y)

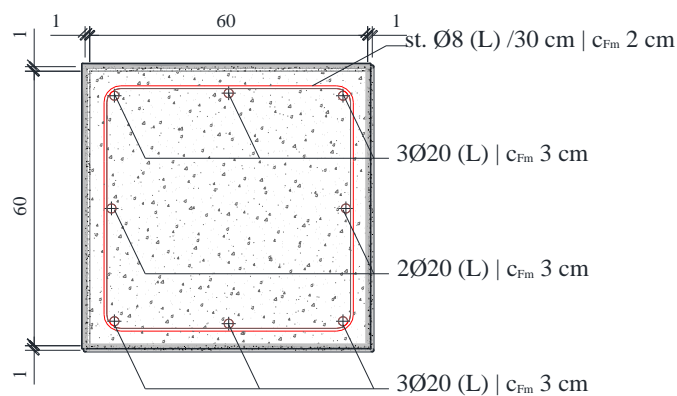


Inviluppo Taglio (F_z)





La verifica è stata eseguita considerando la seguente sezione dei pilastri.



Sezione pilastri

Di seguito si riportano le verifiche delle sezioni più sollecitate.

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

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

TITOLO :

N° figure elementari 1 Zoom N° strati barre 3 Zoom

N°	b [cm]	h [cm]
1	60	60

N°	As [cm²]	d [cm]
1	9.42	3
2	6.28	30
3	9.42	57

Tipo Sezione
☐ Rettan.re ☐ Trapezi
☒ a T ☐ Circolare
☐ Rettangoli ☐ Coord.

File

Metodo di calcolo
☐ S.L.U.+ ☐ S.L.U.-
☒ Metodo n

Sollecitazioni
 S.L.U. Metodo n
 N_{Ed} 0 490 kN
 M_{xEd} -853 16 kNm
 M_{yEd} 0 0

P.to applicazione N
☒ Centro ☐ Baricentro cls
☐ Coord.[cm] xN 0 yN 0

Materiali
 Omogeneo Ammissibile
 E_{su} 67.5 % E_{c2} 2 %
 f_{yd} 250 N/mm² E_{cu} 3.5
 E_s 200.000 N/mm² f_{cd} 4.533
 E_s/E_c 15 f_{cc}/f_{cd} 0.8 ?
 E_{syd} 1.25 % σ_{c,adm} 4.75
 σ_{s,adm} 120 N/mm² τ_{co} 0.3333
 τ_{c1} 1.257

σ_c -1.605 N/mm²
 ε_s -0.06722 ‰
 Verifica N° iterazioni: 0
☐ Precompresso

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

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

TITOLO :

N° figure elementari 1 Zoom N° strati barre 3 Zoom

N°	b [cm]	h [cm]
1	60	60

N°	As [cm²]	d [cm]
1	9.42	3
2	6.28	30
3	9.42	57

Tipo Sezione
☐ Rettan.re ☐ Trapezi
☒ a T ☐ Circolare
☐ Rettangoli ☐ Coord.

File

Metodo di calcolo
☐ S.L.U.+ ☐ S.L.U.-
☒ Metodo n

Sollecitazioni
 S.L.U. Metodo n
 N_{Ed} 0 407 kN
 M_{xEd} -853 63 kNm
 M_{yEd} 0 0

P.to applicazione N
☒ Centro ☐ Baricentro cls
☐ Coord.[cm] xN 0 yN 0

Materiali
 Omogeneo Ammissibile
 E_{su} 67.5 % E_{c2} 2 %
 f_{yd} 250 N/mm² E_{cu} 3.5
 E_s 200.000 N/mm² f_{cd} 4.533
 E_s/E_c 15 f_{cc}/f_{cd} 0.8 ?
 E_{syd} 1.25 % σ_{c,adm} 4.75
 σ_{s,adm} 120 N/mm² τ_{co} 0.3333
 τ_{c1} 1.257

σ_c -2.576 N/mm²
 σ_s 7.28 N/mm²
 ε_s 0.0364 ‰
 Verifica N° iterazioni: 3
☐ Precompresso
 d 57 cm
 x 47.96 x/d 0.8415
 δ 1

Verifica sezioni più sollecitate dei pilastri

8.2.3 Verifica soletta

La soletta è stata verificata nella condizione peggiore di carico ottenuto posizionando la ruota posteriore del rullo compattatore al centro della soletta.

La soletta è stata considerata come semplicemente appoggiata sulle travi longitudinali.

Il carico è stato distribuito considerando la stratigrafia dell'impalcato. La diffusione del carico è stata considerata secondo un angolo di 45° , attraverso la pavimentazione e fino al piano medio della struttura della soletta sottostante.

La soletta è stata verificata considerando l'armatura trasversale rilevata durante le indagini strutturali: barre lisce $\phi 12$ a passo 10 cm.

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

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

Titolo : _____

N° strati barre: 1 Zoom

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	100	20	1	11.31	17

Sollecitazioni

S.L.U. Metodo n

N_{Ed} 0 0 kN
M_{Ed} 0 20.3 kNm
M_{yEd} 0 0

P.to applicazione N

Centro Baricentro cls
Coord. [cm] xN 0 yN 0

Tipo Sezione

Rettan.re Trapezi
a T Circolare
Rettangoli Coord.

Metodo di calcolo

S.L.U. + S.L.U. -
Metodo n

Materiali

Omogeneo Ammissibile

ϵ_{su} 67.5 ‰ ϵ_{c2} 2 ‰
 f_{yd} 250 N/mm² ϵ_{cu} 3.5 ‰
 E_s 200.000 N/mm² f_{cd} 5.333 N/mm²
 E_s/E_c 15 f_{cc}/f_{cd} 0.8
 ϵ_{syd} 1.25 ‰ $\sigma_{c,adm}$ 4.75 N/mm²
 $\sigma_{s,adm}$ 120 N/mm² τ_{co} 0.3333
 τ_{c1} 1.257

σ_c -4.456 N/mm²
 σ_s 119.9 N/mm²
 ϵ_s 0.5994 ‰
d 17 cm
x 6.085 x/d 0.358
 δ 0.8875

Verifica

N° iterazioni: 4

Precompresso

Verifica sezione soletta

La soletta risulta verificata.

8.2.4 Verifica delle spalle

Per le spalle vengono assunte le seguenti dimensioni:

Larghezza = 5,84 m

Spessore = 1,00 m

Tenuto conto della presenza di una trave trasversale che unisce la testa delle travi dell'impalcato, si assume che il carico trasmesso si distribuisca sull'intera spalla. Considerando che la massima forza verticale trasmessa dall'impalcato alla spalla è pari a 512 kN, il massimo sforzo agente nella spalla risulta essere pari a 0,1 MPa (1 kg/cmq).

La verifica risulta ampiamente positiva, anche assumendo i valori ammissibili sulla base della normativa di riferimento dell'epoca relativamente alla resistenza del calcestruzzo. La spalla risulta verificata anche se si trascura l'effetto di redistribuzione della trave trasversale (il massimo sforzo trasmesso direttamente dalla singola trave alla spalla risulta essere 1 MPa).

In realtà entrambe le spalle presentano evidenti segni di deterioramento, quali il distacco di ampie porzioni di calcestruzzo sulla spalla sinistra, e la formazione di un'ampia fessurazione sulla spalla destra che tende a svilupparsi all'altezza della superficie di interfaccia tra muri andatori e spalle frontali. Posizione che risulta peraltro anche sensibilmente esposta alle azioni di ammaloramento e degrado associabili alle penetrazioni d'acqua che certamente si sono verificate nel tempo in corrispondenza della linea di separazione tra il termine dell'impalcato e la struttura esterna. Fenomeni di permeazione che nel tempo possono avere sensibilmente degradato la qualità del calcestruzzo delle spalle, che già peraltro in origine si presentava per conformazione in condizioni piuttosto vulnerabili nei confronti delle azioni esterne ambientali.

Si ritiene pertanto che il quadro fessurativo rilevato sia dovuto prevalentemente ad azioni orizzontali che hanno attivato la resistenza a trazione del calcestruzzo, la quale, sensibilmente condizionata dalla alterazione subita dal materiale, non è risultata in grado di mantenere il collegamento tra le murature frontali delle spalle e i muri andatori. Quadro fessurativo forse in parte anche accompagnato da un parziale cedimento che può avere interessato i muri andatori collegati alle spalle.

8.2.5 Verifica fondazioni

Per quanto concerne la verifica delle fondazioni si osserva innanzitutto che non sono stati rilevati quadri fessurativi o situazioni di degrado riconducibili a cedimenti fondazionali.

Ora, tenuto conto di questo importante aspetto e del fatto che la struttura in elevazione risulta correttamente dimensionata, vi è ragionevolmente da ritenere che anche l'apparato fondazionale sia stato dimensionato in modo corretto.

Peraltro le caratteristiche del terreno di fondazione evidenziate dalle indagini geotecniche (si rimanda alla relazione tecnica di S.In.Ge.A. S.r.l. codifica G.181.2018) non risultano evidenziare particolari problematiche.

Questo ovviamente fatta salva l'utilità di effettuare comunque alcune verifiche sulle fondazioni (eventualmente con indagini geognostiche mirate) per accertarne la reale consistenza e l'assenza di eventuali situazioni di ammaloramento non direttamente rilevabili in superficie quali ad es. fenomeni di scalzamento alla base, fenomeni di erosione localizzata nell'intorno delle pile o delle spalle. Verifiche che, comportando lavorazioni in alveo, potrebbero convenientemente richiedere la messa in asciutta delle aree di lavoro, con conseguente riduzione della sezione di deflusso e quindi la scelta di un periodo ottimale in cui eseguire le indagini.

9. VERIFICA SECONDO LE NTC 2018

Nel seguito vengono illustrati i calcoli di verifica del ponte condotti secondo le norme attualmente vigenti, ovvero le NTC 2018, con la precisazione che le NTC sono state considerate per quanto concerne la metodologia di verifica agli stati limite.

Le analisi strutturali svolte si riferiscono alla porzione di struttura in cemento armato in elevazione del manufatto esistente: impalcato, pile e spalle.

In relazione alla mancanza di dati precisi sull'apparato fondazionale, non vengono invece eseguite specifiche verifiche sul terreno e verifiche strutturali delle fondazioni.

Premesso quanto sopra espresso in merito alle fondazioni esistenti (par. 8.2.5), è stato accertato che le azioni massime trasmesse alle fondazioni delle pile e delle spalle per gli schemi di carico assunti nelle verifiche ai sensi delle NTC risultino inferiori a quelle dovute ai carichi previsti in fase di originario progetto. In tal modo di fatto accertando che ai carichi relativi agli schemi esaminati non abbiano a corrispondere azioni superiori a quelle messe in conto nel progetto originario dell'opera.

9.1 CARICHI DA TRAFFICO CONSIDERATI NELL'ANALISI

Per quanto riguarda i carichi, una eventuale verifica con i livelli di carico previsti dalla normativa vigente (NTC 2018) per i ponti di nuova edificazione, darebbe esito presumibilmente negativo.

Tenuto conto delle dimensioni dell'opera (la larghezza dell'impalcato risulta compatibile con n° 1 corsie di carico) e delle realistiche capacità portanti del manufatto in esame, i calcoli sono stati condotti facendo riferimento ai due seguenti schemi di carico corrispondenti a due distinte situazioni oggettivamente identificabili:

Schema 1: n° 1 colonne di autocarri a due assi di peso complessivo pari a 12 t distribuiti secondo il modello disposto dalla normativa di progetto d'origine della struttura;

Schema 2: carico distribuito da folla secondo il valore oggi vigente di 5 kN/mq applicato a tutto l'impalcato;

Per quanto riguarda l'azione di frenamento è stato considerato il carico minimo previsto dalla normativa attualmente vigente: 180 kN. Tale carico è stato applicato come forza distribuita sulle travi longitudinali del ponte.

Le azioni sono state combinate secondo quanto previsto dalla NTC 2018.

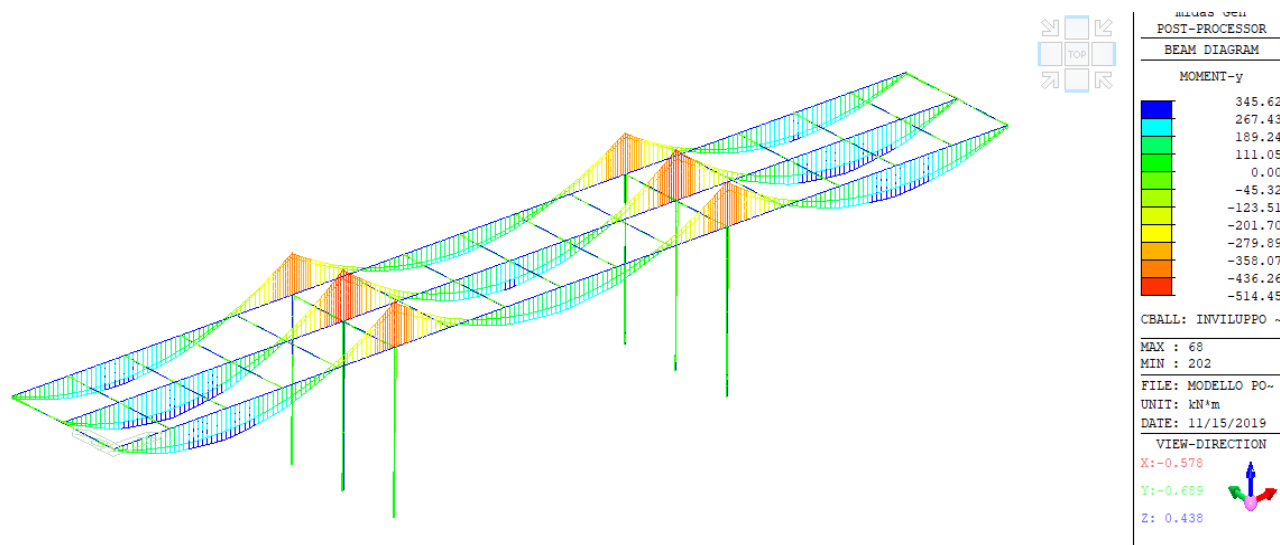
9.2 VERIFICHE TRAVI

Verifica allo SLU

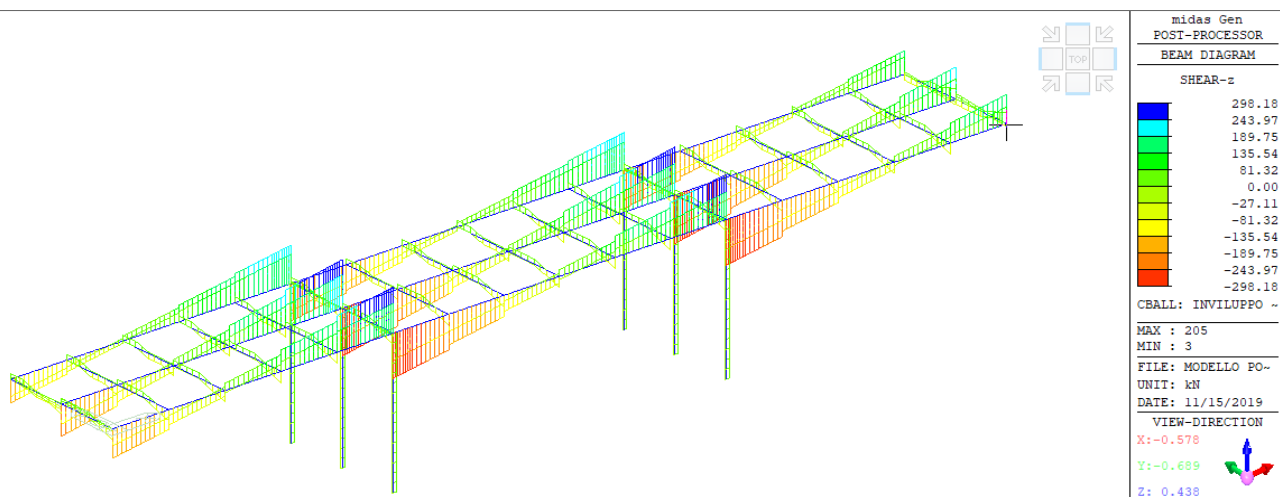
Verifica a flessione delle travi

La verifica flessionale delle travi è stata eseguita considerando le stesse sezioni precedentemente identificate.

Le azioni di verifica identificate per le combinazioni SLU sono le seguenti:



Inviluppo momenti flettenti (M_y)



Inviluppo Taglio (F_z)

Trave laterale

Sezione	Elem	Load	Part	Axial (kN)	Shear-y (kN)	Shear-z (kN)	Torsion (kN*m)	Moment-y (kN*m)	Moment-z (kN*m)
A	204	SLU 4(max)	J[4]	-2,1	4,86	280,81	1,97	-304,23	-0,87
A	203	SLU 4(all)	J[9]	-11,39	5,84	277,16	2,16	-491,04	-4,26
A	207	SLU 9(max)	J[131]	8,49	-2,16	-136,63	1,15	-139,28	1,51
B	88	SLU 4(min)	I[83]	-4,09	-4,86	-251,58	-1,97	-257,72	-0,15
B	136	SLU 4(min)	I[131]	-11,39	-5,84	-248,14	-2,16	-274	-0,27
B	88	SLU 2(max)	J[84]	-2,15	-2,18	-130,63	1,55	-19,3	3,95
C	29	SLU 3(max)	J[25]	4,9	0	236,68	0	-33,63	0
C	116	SLU 8(all)	J[112]	7,38	0	211,53	0	-136,1	0
C	68	SLU 3(max)	I[63]	-11,81	0	29,83	0	345,62	0

La verifica è stata condotta considerando le proprietà dei materiali ricavate dai risultati delle prove eseguite. La verifica a flessione delle travi in corrispondenza dell'appoggio deve tener conto del ringrosso a coda di rondine delle travi la cui base passa da 35 cm a 50 cm.

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

TITOLO :

N° figure elementari 2 Zoom N° strati barre 2 Zoom

N°	b [cm]	h [cm]
1	100	20
2	50	78

N°	As [cm²]	d [cm]
1	41,63	10
2	17,5	91

Tipologia Sezione:
☐ Rettang. ☐ Trapezi
☒ a T ☐ Circolare
☐ Rettangoli ☐ Coord.

File

Metodo di calcolo:
☒ S.L.U. ☐ S.L.U. ☐ Metodo n

Tipologia flessione:
☒ Retta ☐ Devia

Calcola MRd Dominio M-N

L₀ 0 cm Col. modello

Precompresso

Materiali

barre ponti ponte 3_ve

ϵ_{su} 67,5 ‰ ϵ_{c2} 2 ‰
 f_{yd} 252 N/mm² ϵ_{cu} 3,5 ‰
 E_s 200.000 N/mm² f_{cd} 24 ‰
 E_s/E_c 15 f_{cc}/f_{cd} 0,8 ?
 ϵ_{syd} 1,26 ‰ $\sigma_{c,adm}$ 9,5
 $\sigma_{s,adm}$ 120 N/mm² τ_{co} 0,5867
 τ_{c1} 1,8

P.to applicazione N
☒ Centro ☐ Baricentro cls
☐ Coord. [cm] xN 0 yN 0

Tipologia rottura
 Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

M_{xRd} -878,3 kN m
 σ_c -24 N/mm²
 σ_s 252 N/mm²
 ϵ_c 3,5 ‰
 ϵ_s 32,63 ‰
 d 88 cm
 x 8,525 x/d 0,09688
 δ 0,7

Verifica Sezione A - Trave laterale

Verifica C.A. S.L.U. - File: trave laterale ferri piegati

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

Titolo :

N° figure elementari 2 Zoom N° strati barre 2 Zoom

N°	b [cm]	h [cm]
1	100	20
2	35	78

N°	As [cm²]	d [cm]
1	20,42	10
2	21,21	91

Sollecitazioni S.L.U. Metodo n

N_{Ed} 0 0 kN
M_{Ed} -275 -259 kNm
M_{yEd} 0 0

P.to applicazione N
Centro Baricentro cls
Coord.[cm] xN 0 yN 0

Tipo rottura
Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

M_{xRd} -433 kN m

σ_c -24 N/mm²
σ_s 250 N/mm²
ε_c 3,5 ‰
ε_s 39,76 ‰
d 88 cm
x 7,119 x/d 0,0809
δ 0,7

Materiali
barre ponti ponte 3
ε_{su} 67,5 ‰ ε_{c2} 2 ‰
f_{yd} 250 N/mm² ε_{cu} 3,5 ‰
E_s 200.000 N/mm² f_{cd} 24
E_s/E_c 15 f_{cc}/f_{cd} 0,8
ε_{syd} 1,25 ‰ σ_{c,adm} 9,5
σ_{s,adm} 120 N/mm² τ_{co} 0,5867
τ_{c1} 1,8

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

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

Tipo flessione
Retta Deviata

N° rett. 100
Calcola MRd Dominio M-N
L₀ 0 cm Col. modello
Precompresso

Verifica Sezione B- Trave laterale

Verifica C.A. S.L.U. - File: trave laterale campata

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

Titolo :

N° figure elementari 2 Zoom N° strati barre 2 Zoom

N°	b [cm]	h [cm]
1	134	20
2	35	78

N°	As [cm²]	d [cm]
1	13,35	10
2	49,48	91

Sollecitazioni S.L.U. Metodo n

N_{Ed} 0 0 kN
M_{Ed} -136 -115 kNm
M_{yEd} 0 0

P.to applicazione N
Centro Baricentro cls
Coord.[cm] xN 0 yN 0

Tipo rottura
Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

M_{xRd} -289,5 kN m

σ_c -24 N/mm²
σ_s 250 N/mm²
ε_c 3,5 ‰
ε_s 42,11 ‰
d 88 cm
x 6,752 x/d 0,07673
δ 0,7

Materiali
barre ponti ponte 3
ε_{su} 67,5 ‰ ε_{c2} 2 ‰
f_{yd} 250 N/mm² ε_{cu} 3,5 ‰
E_s 200.000 N/mm² f_{cd} 24
E_s/E_c 15 f_{cc}/f_{cd} 0,8
ε_{syd} 1,25 ‰ σ_{c,adm} 9,5
σ_{s,adm} 120 N/mm² τ_{co} 0,5867
τ_{c1} 1,8

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

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

Tipo flessione
Retta Deviata

N° rett. 100
Calcola MRd Dominio M-N
L₀ 0 cm Col. modello
Precompresso

Verifica C.A. S.L.U. - File: trave laterale campata

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

TITOLO :

N° figure elementari 2 Zoom N° strati barre 2 Zoom

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	134	20	1	13,35	10
2	35	78	2	49,48	91

Sollecitazioni S.L.U. Metodo n

N_{Ed} 0 kN
M_{Ed} 346 kNm
M_{yEd} 0 kNm

P.to applicazione N
☒ Centro ☐ Baricentro cls
☐ Coord.[cm] xN 0 yN 0

Tipo rottura
Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

Materiali

barre ponte 3 ponte 3

ϵ_{su} 67,5 ‰ ϵ_{c2} 2 ‰
 f_{yd} 250 N/mm² ϵ_{cu} 3,5 ‰
 E_s 200.000 N/mm² f_{cd} 24 N/mm²
 E_s/E_c 15 f_{cc}/f_{cd} 0,8
 ϵ_{syd} 1,25 ‰ $\sigma_{c,adm}$ 9,5 N/mm²
 $\sigma_{s,adm}$ 120 N/mm² τ_{co} 0,5867
 τ_{c1} 1,8

M_{xRd} 1.119 kNm
 σ_c -24 N/mm²
 σ_s 250 N/mm²
 ϵ_c 3,5 ‰
 ϵ_s 49,52 ‰
d 91 cm
x 6,007 x/d 0,06601
 δ 0,7

Tipo Sezione
☐ Rettan.re ☐ Trapezi
☒ a T ☐ Circolare
☐ Rettangoli ☐ Coord.

Metodo di calcolo
☒ S.L.U. + ☐ S.L.U. -
☐ Metodo n

Tipo flessione
☒ Retta ☐ Deviata

N° rett. 100
Calcola MRd Dominio M-N
L₀ 0 cm Col. modello
☐ Precompresso

Verifica Sezione C- Trave laterale

Trave centrale

Sezione	Elem	Load	Part	Axial (kN)	Shear-y (kN)	Shear-z (kN)	Torsion (kN*m)	Moment-y (kN*m)	Moment-z (kN*m)
A	205	SLU 3(max)	J[5]	4,9	0	298,18	0	-343,37	0
A	202	SLU 3(all)	J[8]	11,91	0	293,18	0	-514,45	0
A	208	SLU 8(max)	J[97]	14,34	0	-154,8	0	-160,26	0
B	60	SLU 3(min)	I[55]	1,36	0	-263,54	0	-268,14	0
B	102	SLU 3(min)	I[97]	-1,81	0	-258,8	0	-285,07	0
B	60	SLU 1(max)	J[56]	5,41	0	-143,92	0	-29,78	0
C	61	SLU 3(min)	I[56]	1,36	0	-236,68	0	-120,12	0
C	116	SLU 8(all)	J[112]	7,38	0	211,53	0	-136,1	0
C	68	SLU 3(max)	I[63]	-11,81	0	29,83	0	345,62	0

La verifica a flessione delle travi in corrispondenza dell'appoggio deve tener conto del ringrosso a coda di rondine delle travi la cui base passa da 35 cm a 50 cm.

Verifica C.A. S.L.U. - File: trave centrale appoggio

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

Titolo :

N° figure elementari 2 Zoom N° strati barre 2 Zoom

N°	b [cm]	h [cm]
1	125	20
2	50	78

N°	As [cm²]	d [cm]
1	41.63	8
2	21.21	92

Sollecitazioni S.L.U. Metodo n

N Ed 0 kN
M xEd -516 kNm
M yEd 0 kNm

P.to applicazione N
Centro Baricentro cls
Coord.[cm] xN 0 yN 0

Tipo rottura
Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

M xRd -895,1 kNm

Materiali barre ponti ponte 3

Esu 67,5 % Ec2 2 %
fyd 250 N/mm² Ecu 3,5 %
Es 200.000 N/mm² fcd 24 %
Es/Es 15 % fcc/fcd 0,8 ?
Esyd 1,25 % Gc,adm 9,5 %
Gs,adm 120 N/mm² Tco 0,5867
Tc1 1,8

σc -24 N/mm²
σs 250 N/mm²
Ec 3,5 %
Es 38,21 %
d 90 cm
x 7,551 x/d 0,08391
δ 0,7

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

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

Tipo flessione
Retta Deviata

N° rett. 100

Calcola MRd Dominio M-N

Lo 0 cm Col. modello

Precompresso

Verifica Sezione A- Trave centrale

Verifica C.A. S.L.U. - File: trave centrale ferri piegati

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

Titolo :

N° figure elementari 2 Zoom N° strati barre 2 Zoom

N°	b [cm]	h [cm]
1	125	20
2	35	78

N°	As [cm²]	d [cm]
1	27.49	10
2	21.21	91

Sollecitazioni S.L.U. Metodo n

N Ed 0 kN
M xEd -268 kNm
M yEd 0 kNm

P.to applicazione N
Centro Baricentro cls
Coord.[cm] xN 0 yN 0

Tipo rottura
Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

M xRd -573,6 kNm

Materiali Omogeneo Ammissibile

Esu 67,5 % Ec2 2 %
fyd 250 N/mm² Ecu 3,5 %
Es 200.000 N/mm² fcd 20,4 %
Es/Es 15 % fcc/fcd 0,8 ?
Esyd 1,25 % Gc,adm 4,75 %
Gs,adm 120 N/mm² Tco 0,3333
Tc1 1,257

σc -20,4 N/mm²
σs 250 N/mm²
Ec 3,5 %
Es 34,17 %
d 88 cm
x 8,176 x/d 0,09291
δ 0,7

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

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

Tipo flessione
Retta Deviata

N° rett. 100

Calcola MRd Dominio M-N

Lo 0 cm Col. modello

Precompresso

Verifica Sezione B- Trave centrale

Verifica C.A. S.L.U. - File: trave laterale campata

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

TITOLO :

N° figure elementari 2 Zoom N° strati barre 3 Zoom

N°	b [cm]	h [cm]
1	134	20
2	35	78

N°	As [cm²]	d [cm]
1	13,35	10
2	28,27	91
3	21,21	85

Sollecitazioni S.L.U. Metodo n

N_{Ed} 0 kN
M_{xEd} -137 kNm
M_{yEd} 0

P.to applicazione N
Centro Baricentro cls
Coord. [cm] xN 0 yN 0

Tipo rottura
Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

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

Tipo flessione
Retta Deviata

N° rett. 100

Calcola MRd Dominio M-N

L₀ 0 cm Col. modello

Precompresso

Materiali

Omogeneo Ammissibile

ε_{su} 67,5 ‰ ε_{c2} 2 ‰
f_{yd} 250 N/mm² ε_{cu} 3,5 ‰
E_s 200.000 N/mm² f_{cd} 4,533 ‰
E_s/E_c 15 f_{cc}/f_{cd} 0,8
ε_{syd} 1,25 ‰ σ_{c,adm} 4,75 ‰
σ_{s,adm} 120 N/mm² τ_{co} 0,3333
τ_{c1} 1,257

M_{xRd} -298,8 kNm
σ_c -4,533 N/mm²
σ_s 250 N/mm²
ε_c 3,5 ‰
ε_s 26,79 ‰
d 88 cm
x 10,17 x/d 0,1155
δ 0,7

Verifica Sezione C- Trave centrale

Verifica a taglio delle travi

Sono di seguito mostrate le verifiche eseguite per tue sezioni ritenute significative:

Sezione 1: in corrispondenza degli appoggi caratterizzata dal massimo taglio sollecitante. La verifica a taglio è stata eseguita considerando l'inclinazione reale del puntone compresso (valutata secondo le formule di normativa nel rispetto dei limiti imposti): considerando tale inclinazione, il puntone compresso interseca tutti i 4 ferri piegati presenti nella trave risultando pertanto largamente verificata.

Sollecitazioni

Taglio sollecitante	V _{ed}	300 kN
Sforzo normale	N _{ed}	12 kN

Resistenza della sezione con armature a taglio

Staffe

Angolo di inclinazione armature	α	90 °
Coefficiente maggiorativo	α _c	1,00
Angolo inclinazione bielle cls	θ _{reale}	12,6 °
	cotgθ _{reale}	4,46

Calcolo resistenza a taglio per diversi valori di cotgθ

cotgθ	V _{rd,s} [kN]	V _{rd,c} [kN]	V _{rd} [kN]
1	107,1	1118,9	107,1

	2,5	267,7	771,7	267,7
<i>Ferri piegati</i>				
<i>Angolo di inclinazione armature</i>	α		45 °	
<i>Calcolo resistenza a taglio per diversi valori di $\cotg\theta$</i>				
	$\cotg\theta$	n° Ferri inclinati	$V_{rd,s}$ [kN]	
	1	1	109,7	
	2,5	4	439,0	
Resistenza con armatura a taglio				
$\cotg\theta = 2.5$	Vrd	618,9	kN	OK

Sezione 2: sezione al termine della piegatura dei ferri dove l'armatura resistente al taglio è costituita solamente dagli uncini verticali.

<u>Sollecitazioni</u>		
<i>Taglio sollecitante</i>	V_{ed}	200 kN
<i>Sforzo normale</i>	N_{ed}	0 kN

<u>Resistenza della sezione con armature a taglio</u>				
<u>(considerando solamente le staffe)</u>				
<i>Staffe</i>				
<i>Angolo di inclinazione armature</i>	α		90 °	
<i>Coefficiente maggiorativo</i>	α_c		1.00	
<i>Angolo inclinazione bielle cls</i>	θ_{reale}		12.0 °	
	$\cotg\theta_{reale}$		4.71	
<i>Calcolo resistenza a taglio per diversi valori di $\cotg\theta$</i>				
	$\cotg\theta$	$V_{rd,s}$ [kN]	$V_{rd,c}$ [kN]	V_{rd} [kN]
	1	96.1	1116.0	96.1
	2.5	240.3	769.7	240.3
	4.71	240.3	769.7	240.3
Resistenza con armatura a taglio				
$\cotg\theta = 2.5$	Vrd	240	kN	ok

Le travi risultano verificate a taglio.

Verifica agli SLE delle travi

Le travi sono state anche verificate allo stato limite di limitazione delle tensioni che consiste nel valutare le azioni interne nelle varie parti della struttura dovute alle combinazioni caratteristica e quasi permanente delle azioni; nel calcolo delle massime tensioni sia nel calcestruzzo sia nelle armature; e nella verifica che tali tensioni siano inferiori ai massimi valori consentiti di seguito riportati.

$$\sigma_{c,max} < 0,60 f_{ck} \text{ per combinazione caratteristica}$$

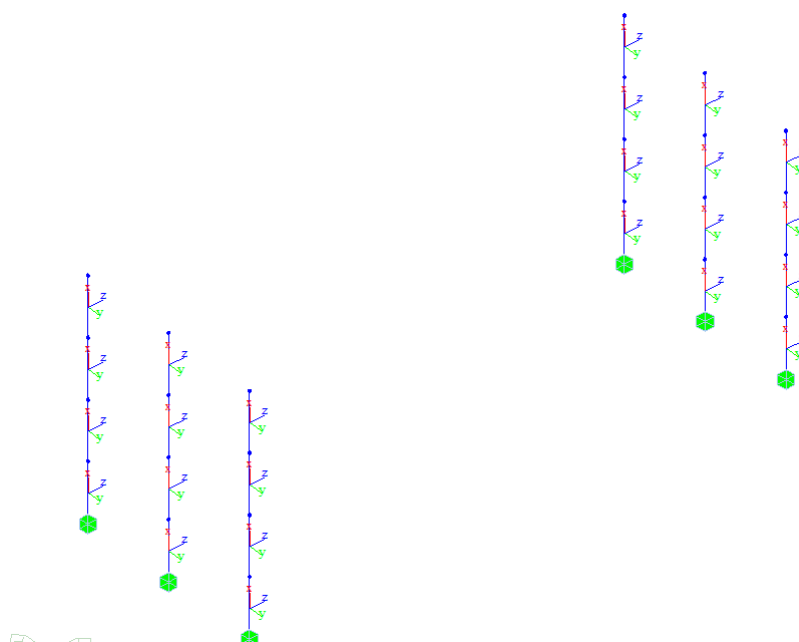
$$\sigma_{s,max} < 0,8 f_{yk}$$

Tenuto conto che il ponte oggetto di indagine è una struttura esistente, le verifiche sono state eseguite con riferimento al valore medio delle proprietà dei materiali identificate mediante prove distruttive.

9.3 VERIFICHE PILASTRI

Considerando l'assenza di barre d'armatura che connettono le spalle e l'impalcato, il taglio agente sui pilastri è stato valutato attribuendo ad essi l'intero carico orizzontale da frenata.

Le massime azioni agenti sono riportate con riferimento agli assi locali degli elementi.

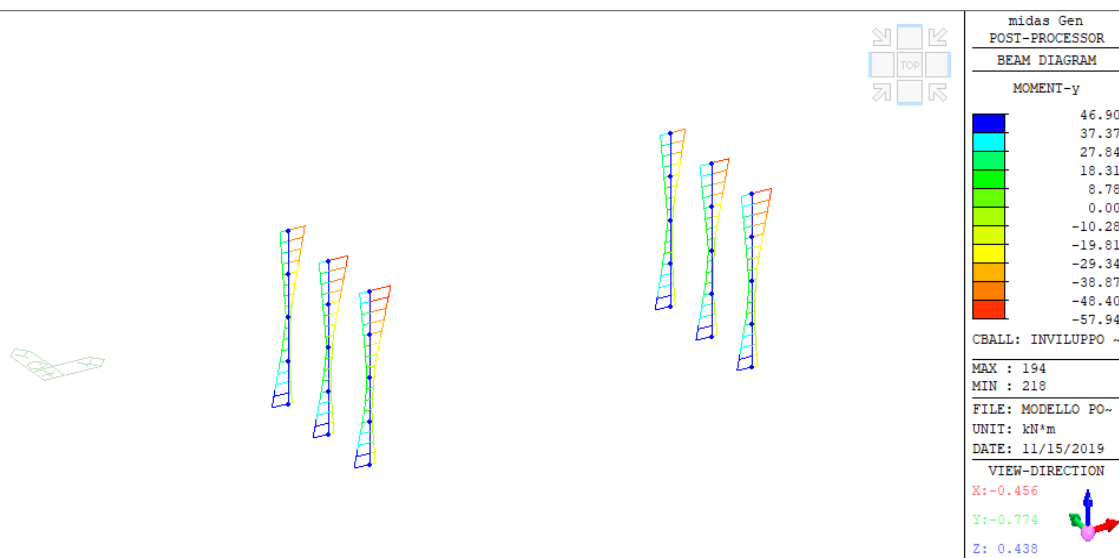


Assi locali elementi "beam" dei pilastri

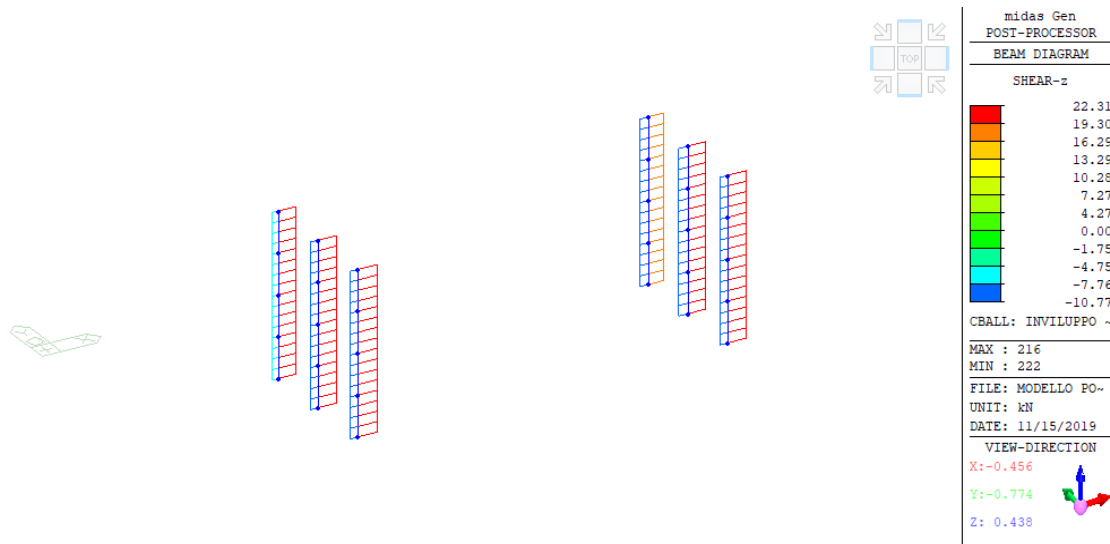
La seguente tabella riassume le massime azioni agenti sui pilastri.

Memb	LCom No	LCom	Type	Fx (kN)	Fy (kN)	Fz (kN)	Mx (kN*m)	My (kN*m)	Mz (kN*m)
192	2	SLU 1	Min	669,47	0,00	14,00	0	21,18	13,39
192	21	SLU 7	Max	355,38	1,69	28,81	0	51,24	7,11
192	21	SLU 7	Max	368,65	1,70	52,19	0	125,72	7,37
192	1	SLU 1	Max	361,62	4,89	10,50	0	33,00	14,87

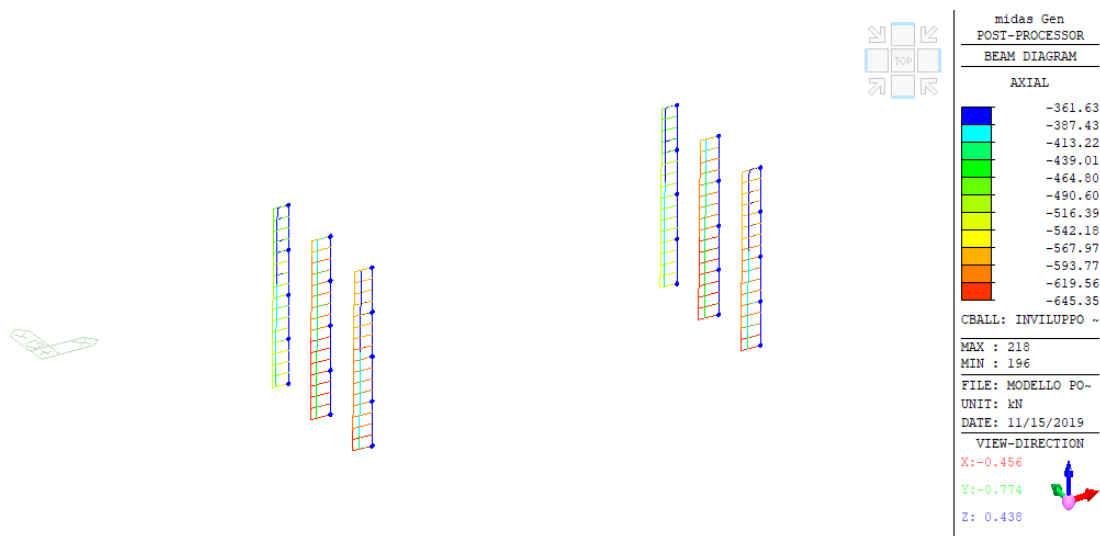
La seguente immagine mostrano l'involuppo delle azioni agenti sui pilastri.



Involuppo momenti flettenti (M_y)

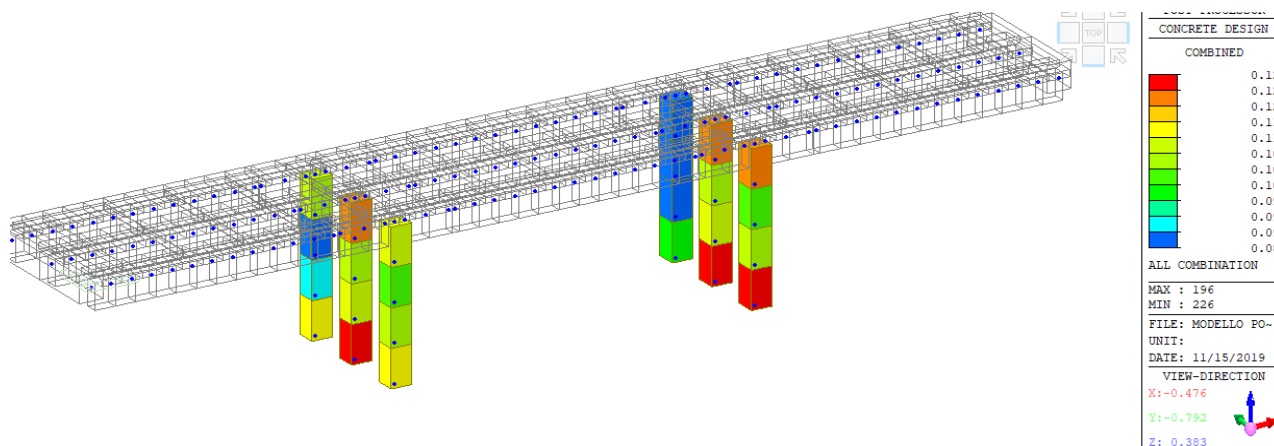


Involuppo Taglio (F_z)



Inviluppo Azioni assiali (F_x)

Le seguente immagine riporta le mappature del coefficiente di sfruttamento degli elementi strutturali (valori maggiori a 1 indicano un esito negativo della verifica allo SLU).



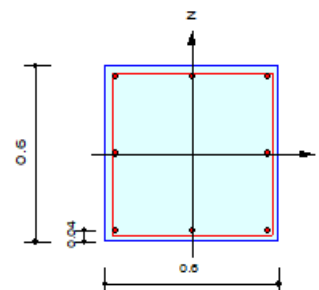
Mappatura coefficienti di sfruttamento dei pilastri in c.a.

Come si può osservare il coefficiente di sfruttamento risulta sempre inferiore all'unità.

Di seguito si riporta la scheda riassuntiva di verifica.

1. Design Condition

Design Code : Eurocode2:04 & NTC2018 UNIT SYSTEM : kN, m
Member Number : 196 (PM), 221 (Shear)
Material Data : $f_{ck} = 16600$, $f_{yk} = 252000$, $f_{yw} = 219000$ KPa
Column Height : 1.1575 m
Section Property : pilastro 60x60 (No : 5)
Rebar Pattern : 8 - 3 - P20 $A_{st} = 0.002512 \text{ m}^2$ ($R_{hst} = 0.007$)



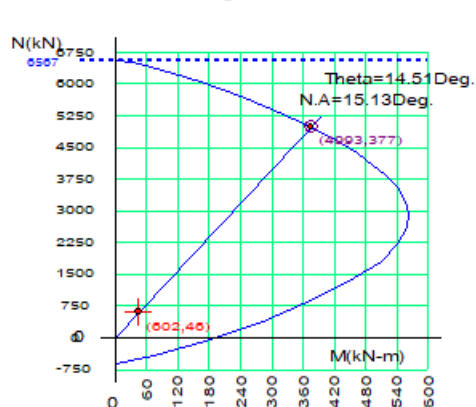
2. Applied Loads

Load Combination : 4- AT (I) Point
 $N_{Ed} = 601.969 \text{ kN}$ $M_{Edy} = 44.5155 \text{ kN-m}$ $M_{Edz} = 12.0394 \text{ kN-m}$
 $M_{Ed} = \sqrt{M_{Edy}^2 + M_{Edz}^2} = 46.1148 \text{ kN-m}$

3. Axial Forces and Moments Capacity Check

Concentric Max. Axial Load	N_{Rdmax}	= 6567.32 kN	
Axial Load Ratio	N_{Ed}/N_{Rd}	= 601.969 / 4993.16	= 0.121 < 1.000 O.K
Moment Ratio	M_{Ed}/M_{Rd}	= 46.1148 / 376.637	= 0.122 < 1.000 O.K
	M_{Edy}/M_{Rdy}	= 44.5155 / 364.625	= 0.122 < 1.000 O.K
	M_{Edz}/M_{Rdz}	= 12.0394 / 94.3612	= 0.128 < 1.000 O.K

4. M-N Interaction Diagram



$N_{Rd}(\text{kN})$	$M_{Rd}(\text{kN-m})$
6567.32	0.00
6326.04	91.51
5719.55	240.04
4993.16	376.64
4353.19	466.48
3843.83	519.00
3558.05	541.77
3223.40	557.49
2602.91	559.99
1830.61	510.62
909.45	382.35
-80.82	174.13
-633.02	0.00

5. Shear Force Capacity Check (End)

Applied Shear Force V_{Ed} = 21.0508 kN (Load Combination : 5+)
Shear Ratio by Conc V_{Ed}/V_{Rdc} = 21.0508 / 228.883 = 0.092
Shear Ratio by (V_{Rds} ; V_{Rdmax}) V_{Ed}/V_{Rds} = 21.0508 / 36.7920 = 0.572
Shear Ratio V_{Ed}/V_{Rd} = 0.092 < 1.000 O.K
($A_{sw}/H_{use} = 0.00033 \text{ m}^2/\text{m}$, 2-P8 @300)

6. Shear Force Capacity Check (Middle)

Applied Shear Force V_{Ed} = 21.0508 kN (Load Combination : 5+)
Shear Ratio by Conc V_{Ed}/V_{Rdc} = 21.0508 / 229.868 = 0.092
Shear Ratio by (V_{Rds} ; V_{Rdmax}) V_{Ed}/V_{Rds} = 21.0508 / 36.7920 = 0.572
Shear Ratio V_{Ed}/V_{Rd} = 0.092 < 1.000 O.K
($A_{sw}/H_{use} = 0.00033 \text{ m}^2/\text{m}$, 2-P8 @300)

9.4 VERIFICA SOLETTA

La soletta è stata verificata nella condizione peggiore di carico ottenuto posizionando l'impronta di carico 40x40 cm prevista dalla normativa per la condizione di carico 1 nella mezzeria della soletta. A differenza del carico previsto dalla normativa, nell'ipotesi di transito di mezzi fino a 12 t, è stato considerato il carico agente sull'impronta di carico pari a 4 t amplificato con il coefficiente dinamico di 1,25.

La soletta è stata considerata come semplicemente appoggiata sulle travi longitudinali.

Il carico è stato distribuito considerando la stratigrafia dell'impalcato. La diffusione del carico è stata considerata secondo un angolo di 45° , attraverso la pavimentazione e fino al piano medio della struttura della soletta sottostante.

La soletta è stata verificata considerando l'armatura trasversale rilevata durante le indagini strutturali: : barre lisce $\phi 12$ a passo 10 cm.

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

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

TITOLO :

N° strati barre 1 Zoom

N°	b [cm]	h [cm]
1	100	20

N°	As [cm²]	d [cm]
1	10.18	17

Sollecitazioni

S.L.U. Metodo n

N_{Ed} 0 kN
M_{xEd} 36.6 kNm
M_{yEd} 0

P.to applicazione N

Centro Baricentro cls
Coord. [cm] xN 0 yN 0

Tipo rottura

Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

Materiali

barre ponti ponte 3

ϵ_{su} 67.5 ‰ ϵ_{c2} 2 ‰
 f_{yd} 250 N/mm² ϵ_{cu} 3.5 ‰
 E_s 200.000 N/mm² f_{cd} 24 N/mm²
 E_s/E_c 15 f_{cc}/f_{cd} 0.8
 ϵ_{syd} 1.25 ‰ $\sigma_{c,adm}$ 9.5 N/mm²
 $\sigma_{s,adm}$ 120 N/mm² τ_{co} 0.5867
 τ_{c1} 1.8

M xRd 41.87 kN m

σ_c -24 N/mm²
 σ_s 250 N/mm²
 ϵ_c 3.5 ‰
 ϵ_s 42.09 ‰
d 17 cm
x 1.305 x/d 0.07678
 δ 0.7

Tipo Sezione

Rettan.re Trapezi
a T Circolare
Rettangoli Coord.

Metodo di calcolo

S.L.U. + S.L.U.
Metodo n

Tipo flessione

Retta Deviata

N° rett. 100

Calcola MRd Dominio M-N

L₀ 0 cm Col. modello

Precompresso

Verifica sezione soletta

La soletta risulta verificata.

9.5 PROVA DI CARICO

Nell'ambito delle indagini svolte sul manufatto è stata anche eseguita una prova di carico statica (si veda relazione allegata).

Ai fini dell'esecuzione della prova di carico, la struttura è stata verificata per il passaggio di un autocarro di massa complessiva pari a 25 t, utilizzato per l'esecuzione della prova di carico statico.

9.6 VERIFICA SISMICA DEI PILASTRI

La verifica sismica viene di seguito delineata con riferimento ai pilastri delle pile che risultano particolarmente esposti a questa tipologia di azione. Per quanto riguarda l'impalcato si rileva certamente la necessità di riconsiderare i vincoli in corrispondenza delle spalle ove non sono presenti ritegni in senso trasversale.

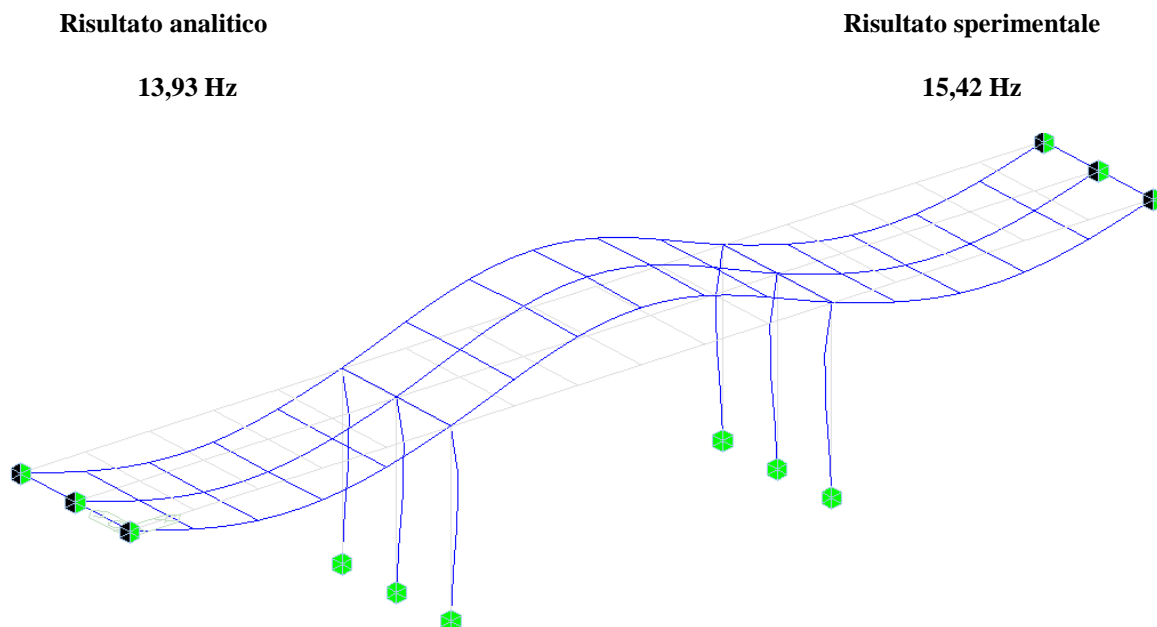
Per quanto riguarda l'azione sismica, non essendo l'impalcato connesso nel piano orizzontale alle spalle, tutta la forza orizzontale viene prudenzialmente ritenuta scaricata a terra mediante le pile centrali.

Per una prima valutazione delle risorse sismiche del manufatto, è stata condotta la verifica dei pilastri ipotizzati incastrati sul loro basamento, eseguita mediante il modello FEM sviluppato ed effettuando un'analisi dinamica lineare con spettro di risposta.

L'analisi dinamica modale consiste nelle seguenti fasi di lavoro:

- nella determinazione dei modi di vibrare della costruzione (analisi modale);
- nel calcolo degli effetti dell'azione sismica, rappresentata dallo spettro di risposta di progetto, per ciascuno dei modi di vibrare individuati;
- nella combinazione di questi effetti;
- nella verifica di degli elementi in oggetto.

Si osserva che l'analisi modale numerica fornisce valori che corrispondono piuttosto bene alle frequenze naturali e corrispondenti deformate modali rilevate sperimentalmente (per i dettagli dell'analisi modale sperimentale si veda la relazione allegata P&P RdP-394-2019) a conferma dell'adeguatezza del modello FEM utilizzato per le valutazioni analitiche:

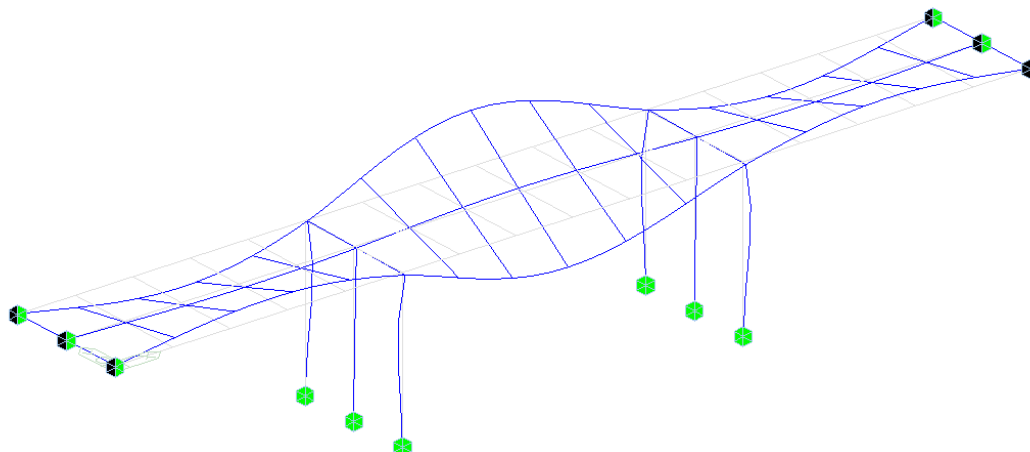


Risultato analitico

17,04 Hz

Risultato sperimentale

18,76 Hz



Sono stati considerati tutti i modi con massa partecipante significativa. Gli spettri di risposta sono stati definiti sulla base dei seguenti parametri:

Classe d'uso: II

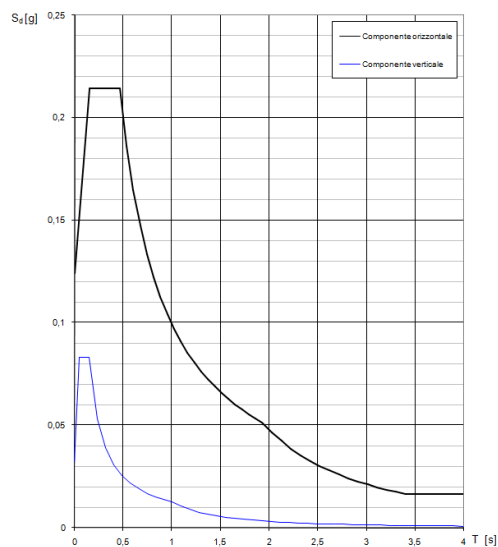
Vn: 50 anni

Luogo: Castelnuovo Bocca d'Adda (LO)

Categoria terreno: C

Categoria topografica: T1

Di seguito si riportano gli spettri allo stato limite SLV verticale ed orizzontale.

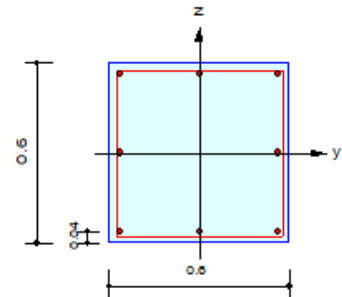


Spettri allo stato limite SLV verticale ed orizzontale

Segue la verifica dei pilastri:

1. Design Condition

Design Code : Eurocode2:04 & NTC2018 UNIT SYSTEM : kN, m
Member Number : 194 (PM), 219 (Shear)
Material Data : $f_{ck} = 16600$, $f_{yk} = 252000$, $f_{yw} = 219000$ KPa
Column Height : 1.1575 m
Section Property : pilastro 60x60 (No : 5)
Rebar Pattern : 8 - 3 - P20 $A_{st} = 0.002512 \text{ m}^2$ ($R_{hst} = 0.007$)



2. Applied Loads

Load Combination : 24 AT (I) Point
 $N_{Ed} = 134.972 \text{ kN}$ $M_{Edy} = 84.2590 \text{ kN-m}$ $M_{Edz} = 259.514 \text{ kN-m}$
 $M_{Ed} = \sqrt{M_{Edy}^2 + M_{Edz}^2} = 272.850 \text{ kN-m}$

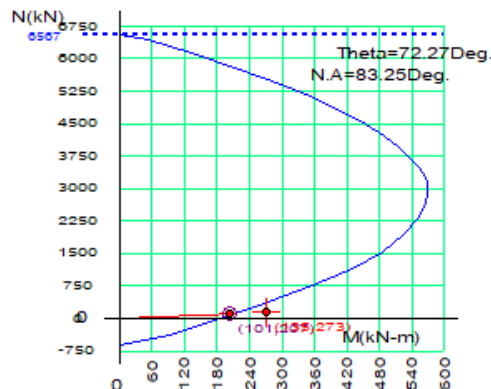
3. Axial Forces and Moments Capacity Check

Concentric Max. Axial Load $N_{Rdmax} = 6567.32 \text{ kN}$
Axial Load Ratio $N_{Ed}/N_{Rd} = 134.972 / 101.437$
Moment Ratio $M_{Ed}/M_{Rd} = 272.850 / 206.653$
 $M_{Edy}/M_{Rdy} = 84.2590 / 62.9316$
 $M_{Edz}/M_{Rdz} = 259.514 / 196.838$

$= 1.331 > 1.000 \dots \text{N.G.}$
 $= 1.320 > 1.000 \dots \text{N.G.}$
 $= 1.339 > 1.000 \dots \text{N.G.}$
 $= 1.318 > 1.000 \dots \text{N.G.}$

coefficienti di
sfruttamento > 1

4. M-N Interaction Diagram



$N_{Rd}(\text{kN})$	$M_{Rd}(\text{kN-m})$
6567.32	0.00
6138.51	134.27
5421.88	297.93
4775.35	412.84
4204.01	488.52
3743.19	534.38
3478.95	555.02
3171.56	568.60
2652.48	564.14
1962.56	524.48
1160.18	431.07
285.06	249.66
-633.02	0.00

5. Shear Force Capacity Check (End)

Applied Shear Force $V_{Ed} = 105.022 \text{ kN}$ (Load Combination : 24)
Shear Ratio by Conc $V_{Ed}/V_{Rdc} = 105.022 / 193.538 = 0.543$
Shear Ratio by (V_{Rds} ; V_{Rdmax}) $V_{Ed}/V_{Rds} = 105.022 / 36.7920 = 2.854$
Shear Ratio $V_{Ed}/V_{Rd} = 0.543 < 1.000 \dots \text{O.K.}$
($A_{sw}/H_{use} = 0.00033 \text{ m}^2/\text{m}$, 2-P8 @300)

6. Shear Force Capacity Check (Middle)

Applied Shear Force $V_{Ed} = 105.022 \text{ kN}$ (Load Combination : 24)
Shear Ratio by Conc $V_{Ed}/V_{Rdc} = 105.022 / 194.267 = 0.541$
Shear Ratio by (V_{Rds} ; V_{Rdmax}) $V_{Ed}/V_{Rds} = 105.022 / 36.7920 = 2.854$
Shear Ratio $V_{Ed}/V_{Rd} = 0.541 < 1.000 \dots \text{O.K.}$
($A_{sw}/H_{use} = 0.00033 \text{ m}^2/\text{m}$, 2-P8 @300)

I risultati ottenuti hanno evidenziato un coefficiente di sfruttamento maggiore dell'unità, a significare che la verifica dei pilastri non ha avuto esito positivo. Il coefficiente di sfruttamento massimo è pari a 1,34 (si veda il riquadro sopra evidenziato) I pilastri potrebbero indicativamente essere ritenuti positivamente verificati per circa il 80 % dell'azione sismica di progetto.

Si osserva inoltre che per la presenza di acqua alla prevedibile profondità di posa delle fondazioni e terreni medio-fini non è possibile escludere del tutto la possibilità di liquefazione dei terreni ("riduzione di resistenza e/o di rigidità causata durante il moto sismico dall'aumento di pressioni

interstiziali in terreni saturi non coesivi”). Anche per quanto riguarda questi aspetti si rimanda a più approfonditi accertamenti che potrebbero essere svolti insieme a quelli finalizzati alla verifica dello stato delle fondazioni.

9.7 VERIFICA DELLE PILE PER AZIONI IDRODINAMICHE

Per quanto concerne le valutazioni di carattere idraulico bisogna tener presente che il corso d'acqua in questione è un canale scolmatore regolato da specifiche modalità di utilizzo e che le finalità delle considerazioni di interesse possono essere ricondotte nel caso specifico di ponte esistente, solamente alla determinazione delle spinte della corrente sulle pile in alveo agli effetti della stabilità dell'opera. La pressione idrostatica è stata valutata sulla base della seguente formulazione:

$$p = 0.5 \cdot \rho \cdot C_D \cdot v^2 = 1.8 \text{ KN/m}^2$$

Dove:

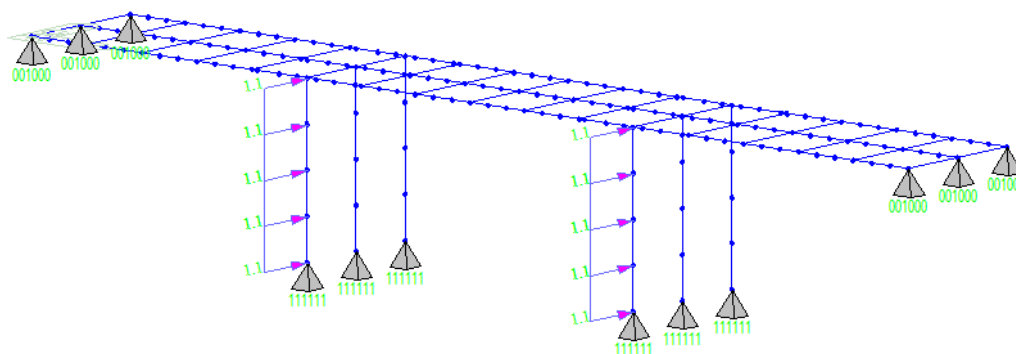
ρ = densità dell'acqua che può assumersi pari a $1 \text{ kN} \cdot \text{sec}^2/\text{m}^3$

C_D = coefficiente di forma delle pile interessate dalla corrente assunto pari a 0.9

v = velocità dell'acqua assunta pari a 2 m/sec

Tale pressione è stata applicata come uniformemente distribuita sulle pile (colonne di monte) ipotizzando che nell'evento di piena l'acqua raggiunga al massimo l'altezza dell'intradosso dell'impalcato.

Considerando la larghezza delle pile pari a 0.6 m, tale carico orizzontale è stato considerato nel modello numerico come un carico lineare pari a 1.1 kN/m.



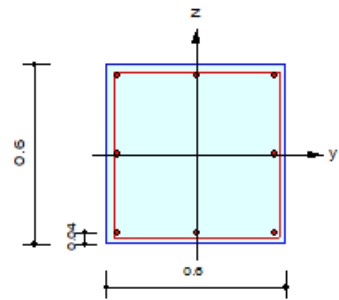
Spinte idrodinamiche considerate nell'analisi

Secondo quanto previsto dalle NTC2018, le azioni idrodinamiche devono essere combinate esclusivamente con le altre azioni variabili da traffico, adottando per queste ultime i coefficienti di combinazione ψ_1 .

Le pile e l'impalcato risultano verificati. Si riporta di seguito le verifiche eseguite per la colonna più sollecitata.

1. Design Condition

Design Code : Eurocode2:04 & NTC2018 UNIT SYSTEM : kN, m
Member Number : 193 (PM), 221 (Shear)
Material Data : $f_{ck} = 16600$, $f_{yk} = 252000$, $f_{yw} = 219000$ KPa
Column Height : 1.1575 m
Section Property : pilastro 60x60 (No : 5)
Rebar Pattern : 8 - 3 - P20 $A_{st} = 0.002512 \text{ m}^2$ ($R_{host} = 0.007$)



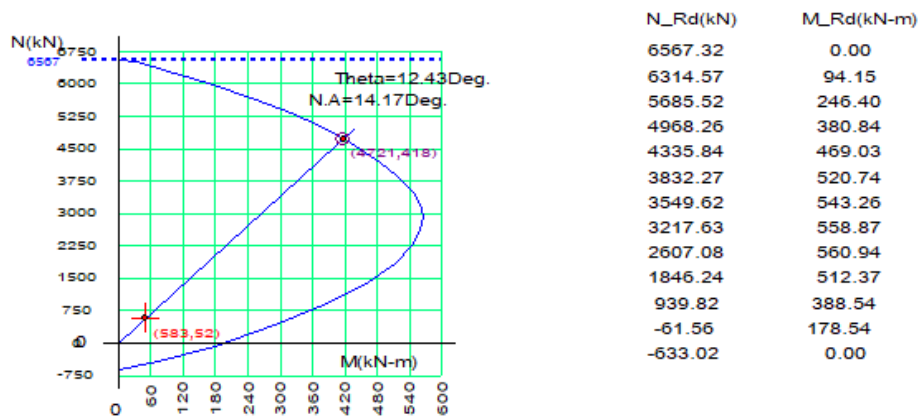
2. Applied Loads

Load Combination : 2- AT (I) Point
 $N_{Ed} = 582.649 \text{ kN}$ $M_{Edy} = 50.6235 \text{ kN-m}$ $M_{Edz} = 11.6530 \text{ kN-m}$
 $M_{Ed} = \sqrt{M_{Edy}^2 + M_{Edz}^2} = 51.9474 \text{ kN-m}$

3. Axial Forces and Moments Capacity Check

Concentric Max. Axial Load	N_{Rdmax}	= 6567.32 kN	
Axial Load Ratio	N_{Ed}/N_{Rd}	= 582.649 / 4721.46	= 0.123 < 1.000 O.K
Moment Ratio	M_{Ed}/M_{Rd}	= 51.9474 / 418.480	= 0.124 < 1.000 O.K
	M_{Edy}/M_{Rdy}	= 50.6235 / 408.668	= 0.124 < 1.000 O.K
	M_{Edz}/M_{Rdz}	= 11.6530 / 90.0923	= 0.129 < 1.000 O.K

4. M-N Interaction Diagram



5. Shear Force Capacity Check (End)

Applied Shear Force V_{Ed} = 22.7383 kN (Load Combination : 2+)
Shear Ratio by Conc V_{Ed}/V_{Rdc} = 22.7383 / 228.833 = 0.099
Shear Ratio by (V_{Rds} ; V_{Rdmax}) V_{Ed}/V_{Rds} = 22.7383 / 36.7920 = 0.618
Shear Ratio V_{Ed}/V_{Rd} = 0.099 < 1.000 O.K
($A_{sw-H_{use}} = 0.00033 \text{ m}^2/\text{m}$, 2-P8 @300)

6. Shear Force Capacity Check (Middle)

Applied Shear Force V_{Ed} = 22.7383 kN (Load Combination : 2+)
Shear Ratio by Conc V_{Ed}/V_{Rdc} = 22.7383 / 229.818 = 0.099
Shear Ratio by (V_{Rds} ; V_{Rdmax}) V_{Ed}/V_{Rds} = 22.7383 / 36.7920 = 0.618
Shear Ratio V_{Ed}/V_{Rd} = 0.099 < 1.000 O.K
($A_{sw-H_{use}} = 0.00033 \text{ m}^2/\text{m}$, 2-P8 @300)

Si osserva inoltre che lo stato di conservazione del manufatto non presenta situazioni riconducibili a carenze legate a spinte idrodinamiche eccessive.

10. INTERVENTI DI MANUTENZIONE E RINFORZO

Si evidenzia ancora che le verifiche effettuate sono state condotte assumendo necessariamente uno stato di conservazione ottimale, in quanto risulta assai difficile se non praticamente impossibile tener conto in modo corretto in fase di calcolo degli ammaloramenti eventualmente presenti.

Per questo motivo i risultati delle verifiche devono essere interpretati sulla base del reale stato della struttura. Ovvero, in relazione alle problematiche afferenti lo stato di conservazione del manufatto, affinché i risultati delle verifiche possano essere ritenuti applicabili, si dovrà sottoporre il ponte a risanamento in tempi brevi per essere riportato alle condizioni originarie.

Premesso quanto sopra, di seguito si riassumono le principali tipologie di degrado osservate sulla struttura. L'esatta collocazione delle zone ammalorate è ricostruita nelle tavole denominate "*Analisi e lettura del degrado*" presenti nella relazione allegata RdP-394-2019 relative alle indagini eseguite sul manufatto.

10.1 SINTESI DELLE CONDIZIONI DI AMMALORAMENTO

Travi

Sono state individuate le aree caratterizzate da calcestruzzo ammalorato a causa della corrosione delle armature e successiva espulsione del copriferro. Presta particolare apprensione lo stato della trave T1SX per la quale lo stato di ammaloramento del calcestruzzo appare sensibilmente avanzato al punto che alcune barre risultano non aderenti con il calcestruzzo per buona parte del loro sviluppo.



Trave T1SX

Soletta

La soletta risulta ammalorata in ampie aree in prossimità degli scoli dell'acqua piovana dall'impalcato. Lo stato di degrado delle barre di armatura più vicine agli scoli risulta fortemente avanzato. L'area resistente di alcune barre risulta completamente compromessa.



Ammaloramenti soletta

Pile

Le pile non presentano evidenti stati di degrado. Tuttavia non possono essere esclusi fenomeni quali l'erosione del calcestruzzo della porzione di struttura immersa in acqua e lo scalzamento del terreno in prossimità delle fondazioni. Pertanto, si ritiene che devono rientrare negli interventi di manutenzione anche le verifiche di fondazione descritti nei precedenti paragrafi inclusi gli accertamenti relativi ad una possibile liquefazione dei terreni.

Spalle

Per quanto riguarda le spalle, sono state osservate differenti condizioni di degrado tra la spalla destra (SPDX) e sinistra (SPSX) che risulta difficilmente compatibile con la simmetria della struttura, tant'è che le due condizioni sui due lati appaiono ascrivibili a fenomenologie parzialmente diverse.

La spalla SPSX presenta una significativa riduzione della sezione resistente a causa del distacco di una porzione di calcestruzzo al di sotto dell'appoggio delle travi dell'impalcato.





**Ammaloramenti spalla SPSX - si osserva la ripresa di getto sulla spalla appena
al di sotto del piano di intradosso dell'impalcato**

Inoltre, osservando i fianchi della spalla (solamente il lato di valle era ispezionabile), risultano presenti delle fessure a demarcazione della testa dell'impalcato.



Lato di valle Spalla SPSX

I fenomeni di degrado riscontrati potrebbero essere ricondotti sia alla bassa qualità del materiale che ai dettagli tecnici costruttivi adottati.

Dalle prove di caratterizzazione dei materiali eseguite, è risultato per la spalla sinistra un valore medio di resistenza a compressione pari a 15.9 MPa, mentre per la spalla destra 25.5 MPa. Il calcestruzzo di entrambe le spalle è inoltre caratterizzato dalla presenza di inerti tondeggianti anche di grossa pezzatura. Nonostante la modesta qualità del calcestruzzo (per la spalla ove sono presenti i più significativi distacchi di materiale la resistenza è di soli 15.9 MPa), il valore del carico verticale ad essa trasmesso dall'impalcato non risulterebbe comunque tale da giustificare sulla base del solo calcestruzzo tali ammaloramenti.

Al proposito si rileva che il getto di calcestruzzo in prossimità della zona degradata presenta una ripresa di getto, proprio laddove l'impalcato è stato realizzato a contatto con la spalla senza

prevedere connessioni adeguate a consentire la dilatazione termica dell'impalcato e ad assecondare la deformazione conseguente al passaggio di mezzi. I movimenti dell'impalcato hanno probabilmente contribuito a provocare nel tempo il degrado del calcestruzzo in prossimità del punto debole che sembra identificarsi probabilmente nella ripresa di getto.

Per quanto riguarda la spalla SPDX non sono stati individuati distacchi di calcestruzzo nella porzione di spalla adibita a supporto dell'impalcato. Sono tuttavia state riscontrate delle significative fessure verticali ai lati delle spalle, che a differenza di quanto riscontrato per la spalla SPSX, non sembrano interrompersi alla quota dell'impalcato ma piuttosto proseguire per tutta la porzione visibile delle pareti. Stante la presenza di terreno ai lati della spalla, non risulta possibile verificare con certezza fino a che punto tali fessure hanno compromesso la capacità portante della porzione di spalla a cui è affidato il compito di sostenere l'impalcato. Non risulta inoltre possibile valutare se tale dissesto abbia intaccato anche le fondazioni della spalla.



Lato di valle Spalla SPDX

Le fessurazioni sembrano dovute prevalentemente ad azioni orizzontali quali quelle provocate da traffico veicolare anche pesante. Tali azioni, non essendo presenti armature o altre forme efficaci di collegamento tra la spalla e i muri andatori, hanno attivato la resistenza a trazione del calcestruzzo che non è risultata in grado di mantenere il collegamento tra le murature frontali della spalla e i muri andatori.

Sul lato di monte della spalla destra, come evidente dalle seguenti figure, si è riscontrato un disassamento verticale (dell'ordine della decina di centimetri) tra le due porzioni di spalla separate dalla fessura. Da quanto si è potuto appurare, il disassamento sembra causato dal cedimento delle pareti laterali andatorie della spalla.



Disassamento lato di monte Spalla SPDX e muro andatorio



Lato di monte Spalla SPDX

I fenomeni di degrado presenti su entrambe le spalle sono stati presumibilmente amplificati dalle infiltrazioni d'acqua e dai conseguenti fenomeni di gelo e disgelo avvenuti durante i circa novant'anni di esercizio del ponte.

In sede di manutenzione dovrà essere verificato fino a che punto tali fessure hanno compromesso la capacità portante della spalla accertando se tale dissesto sia esteso fino alla base del muro.

Lo stato di ammaloramento riscontrato, non consente di escludere la possibilità che le attuali carenti condizioni di portanza strutturale dovute alle situazioni di degrado in atto possano anche peggiorare con una certa rapidità con possibile collasso della struttura.

In ogni caso prudenzialmente già da ora il ponte deve essere considerato non utilizzabile fino all'esecuzione degli interventi necessari a ripristinare le condizioni di originaria capacità portante dell'opera.

In sede di intervento di manutenzione dovranno anche essere ripensati i vincoli a livello delle spalle dove non sono presenti strutture di appoggio e neppure ritegni in senso trasversale.

Potrà anche essere valutata l'opportunità di prevedere dei giunti strutturali/ di dilatazione all'estremità dell'impalcato.

10.2 DESCRIZIONE DEGLI INTERVENTI

Per eliminare e porre rimedio alle carenze riscontrate si descrivono di seguito, in termini di indicazioni progettuali, alcuni possibili interventi da realizzare sul ponte. L'esatta definizione degli interventi, necessari per ripristinare la resistenza della struttura, non potrà prescindere da un progetto esecutivo. Pertanto, gli effettivi interventi da eseguire potrebbero anche subire variazioni rispetto a quanto preliminarmente di seguito indicato.

Si ritiene necessario intervenire sulle porzioni di travi e soletta ammalorate per cui è stato identificato un ammaloramento del calcestruzzo e corrosione delle barre d'armatura. Deve essere predisposto un intervento volto al ripristino della sezione resistente.

Questo potrà essere eseguito mediante le seguenti fasi:

- Demolizione del copriferro e rimozione dalla ruggine con sabbiatura, idroscarifica o pulizia meccanica;
- Sostituzione delle barre fortemente corrose (riduzione significativa della sezione resistente);*
- Applicazione di malta cementizia anticorrosiva atta a riportare il pH al di sopra di 12, livello minimo per garantire la non corrosione del ferro. Per assicurare alla malta cementizia anticorrosiva la possibilità di sviluppare efficacemente la sua proprietà anticorrosiva, è indispensabile che il ferro da trattare sia liberato dal calcestruzzo circostante deteriorato e carbonatato, da materiali incoerenti, grassi, olii e ruggine. Le armature aggiunte o sostituite devono essere preparate allo stesso modo;
- Ripristino del calcestruzzo (con malte cementizie a ritiro compensato). Per quanto riguarda la malta passivante, essa dovrà rispondere ai principi definiti nella EN 1504-9 ("Prodotti e sistemi per la protezione e la riparazione delle strutture in calcestruzzo: definizioni, requisiti, controllo di qualità e valutazione della conformità. Principio generali per l'uso dei prodotti e sistemi";

* In alternativa alla sostituzione delle barre fortemente corrose, si potrebbe prevedere il rinforzo strutturale mediante applicazione di materiali compositi FRP. Il rinforzo, che si ritiene necessario solamente sulle solette, dovrà essere applicato una volta ricostruita completamente la sezione in calcestruzzo.

Risulta inoltre necessario intervenire sulle cause del degrado della soletta, ovvero i pluviali di scolo dell'acqua. A tal fine potrebbe essere necessario intervenire liberando l'estradosso della soletta e predisporre (almeno localmente in prossimità dei fori di scolo) l'impermeabilizzazione della struttura e la disposizione di un nuovo pluviale. Si consiglia dunque l'esecuzione di un pozzetto

ispettivo sull'impalcato in prossimità di uno dei pluviali per verificare la condizione all'estradosso. Qualora non siano presenti situazioni significative di degrado del calcestruzzo all'estradosso dell'impalcato, potrebbe essere sufficiente intervenire solamente all'intradosso della soletta.

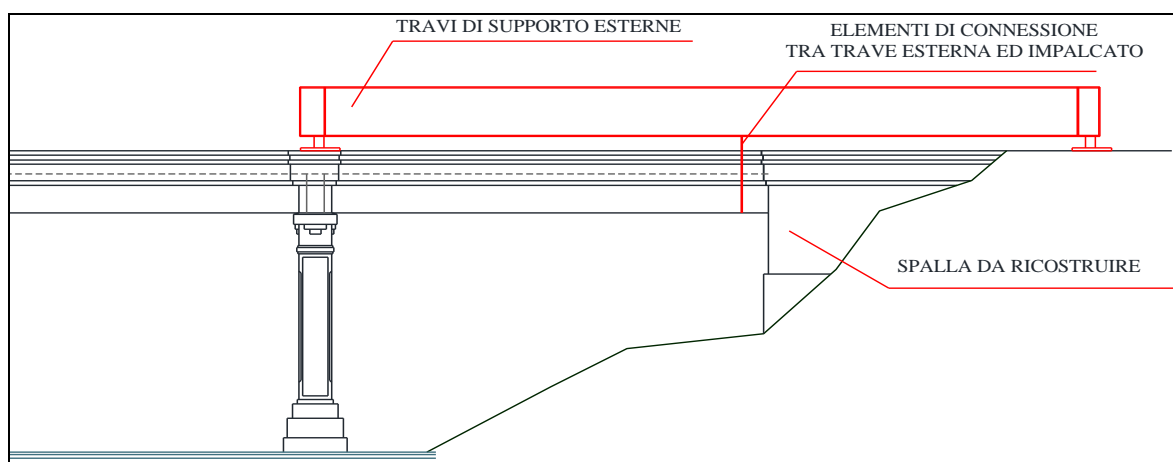
L'intervento da eseguire sulle spalle, la cui entità verrà definita in seguito ad una più accurata valutazione delle caratteristiche delle porzioni di struttura attualmente non visibili, si ritiene che comunque comporti la necessità di intervenire rinforzando entrambe le spalle. Tenuto conto della tipologia costruttiva si ritiene che potrebbe risultare necessario realizzare un nuovo elemento strutturale a cui adibire il compito di supporto dell'impalcato ed il trasferimento dei carichi verticali in fondazione.

Una plausibile modalità operativa, da valutare approfonditamente in fase di progetto potrebbe consistere nel realizzare nuovi elementi strutturali in sostituzione di quelli degradati, ovvero sostanzialmente della parete frontale di spalla e muri andatori. La sostituzione potrebbe essere agevolmente realizzata andando ad "appendere" l'impalcato, in fase di lavorazione, ad una struttura metallica temporaneamente posizionata all'estradosso del ponte.

Si vedano il seguente schema esemplificativo e l'immagine di un intervento analogo realizzato.



Esempio di struttura di supporto all'estradosso dell'impalcato (intervento analogo)



Schema di struttura di supporto all'estradosso dell'impalcato

In alternativa, potrebbe anche risultare valutabile una forse più semplice realizzazione di un getto integrativo volto ad aumentare e consolidare la sezione della struttura della spalla esistente.

La valutazione della soluzione più idonea non potrà prescindere da un approfondimento di conoscenza delle fondazioni esistenti, per poter meglio progettare la soluzione di rinforzo.

L'esatta definizione degli interventi, necessari per ripristinare la resistenza della struttura, non potrà prescindere da un progetto esecutivo. Pertanto, gli effettivi interventi da eseguire potrebbero anche subire variazioni rispetto a quanto preliminarmente indicato.

Stima indicativa dei costi degli interventi indicati:

Intervento	Costo stimato
Ripristino impalcato (travi e soletta)	25.000,0 €
Intervento su pluviali (N.8) con impermeabilizzazione locale impalcato	16.000,0 €
Rinforzo di entrambe le spalle	90.000,0 €
<p>Note:</p> <ul style="list-style-type: none"> - escluso creazione di idoneo piano di lavoro sottostante l'impalcato e/o impiego di by bridge; - esclusi interventi in fondazione da valutare in seguito ad accertamenti; - escluso eventuale revisione delle condizioni di appoggio dell'impalcato sulle spalle; - esclusa eventuale realizzazione di nuovi giunti. 	

11. OSSERVAZIONI CONCLUSIVE

Le indagini eseguite in situ, e descritte nella relazione allegata, hanno permesso di definire la geometria della struttura, le caratteristiche dei materiali, la stratigrafia dell'impalcato, l'armatura presente nelle travi e nei pilastri, nonché di descrivere lo stato di conservazione e le condizioni di ammaloramento del manufatto esistente. Le informazioni così raccolte, sono state utilizzate per la predisposizione di un modello FEM utilizzato per l'analisi della struttura.

La struttura è stata inizialmente verificata sulla base delle normative con ogni probabilità utilizzate in sede di originario dimensionamento progettuale (carichi identificati secondo la Normale n°8 del 1933 e sforzo ammissibile per i materiali definiti secondo il R.D.L. 29 luglio 1933 n.1213) e dei metodi di progetto al tempo utilizzati (tensioni ammissibili). I risultati dell'analisi hanno confermato che l'impalcato del ponte è stato correttamente dimensionato per i carichi previsti dalla Normale n°8 del 1933 per "strada piccolo traffico".

La struttura in esame è stata anche valutata e verificata secondo la norma vigente. Basandosi sul capitolo 8 delle NTC2018 (capitolo inerente le costruzioni esistenti) la struttura è stata analizzata assumendo un livello di conoscenza LC2. Le proprietà dei materiali considerate nell'analisi sono state definite sulla base dei valori medi ottenuti dalle prove sperimentali.

I calcoli sono stati condotti facendo riferimento ai due seguenti schemi di carico corrispondenti a due distinte situazioni oggettivamente identificabili:

Schema 1: colonna di autocarri a due assi di peso complessivo pari a 12 t distribuiti secondo il modello disposto dalla normativa di progetto d'origine della struttura. Considerando che la larghezza massima della superficie carrabile pari a 4,90 m, l'impalcato risulta compatibile con una sola corsia di transito.

Schema 2: carico distribuito da folla secondo il valore oggi vigente di 5 kN/mq applicato a tutto l'impalcato.

Per questi due schemi di carico, il ponte in oggetto è stato verificato con esito positivo, nell'ipotesi che tutte le parti ammalorate vengano previamente riparate in modo tale da restituire all'opera l'originaria condizione.

Sono quindi state descritte le attività di manutenzione straordinaria / rinforzo che si ritengono necessarie.

Pertanto, in conclusione ed in sintesi, a seguito degli interventi di manutenzione e rinforzo potrà essere apposto sul ponte il divieto di transito a veicoli con massa superiore ai 12 t. In considerazione del pessimo stato di conservazione di alcune parti dell'opera e in particolare della grave condizione di degrado strutturale in cui versano le due spalle del manufatto, si ritiene necessario che venga sospeso l'utilizzo del ponte.

RELAZIONE DI CALCOLO

**Esecuzione di indagini strutturali e progettazione adeguamenti ponti
sul colatore Gandiolo in comune di Castelnuovo Bocca d'Adda(LO)**

Analisi statica del Ponte n° 3

ALLEGATO:

RdP-394-2019: Indagini Diagnostiche e Conoscitive, prova dinamica e prova di carico statica sul Ponte n° 3 di proprietà AIPO, sito nel comune di Castelnuovo Bocca d'Adda (LO), Novembre 2019.


p.c.: AIPO Agenzia Interregionale per il Po

RAPPORTO TECNICO DI PROVA

Indagini Diagnostiche e Conoscitive, prova dinamica e prova di carico statica sul Ponte n° 3 di proprietà AIPO, sito nel comune di Castelnovo Bocca d'Adda (LO)



p.c.: AIPO Agenzia Interregionale per il Po

Documento RdP-394-2019	Data novembre 2019	Pagine relazione 63
Revisione -	Data revisione -	Allegati 1. Rapporti di prova 2. Piano delle Indagini 3. Tavole dei dettagli costruttivi 4. Tavole dell'analisi e della lettura del degrado
Il Responsabile Paolo Panzeri		

INDICE

1.	PREMESSE E SCOPI.....	4
1.1	Inquadramento territoriale	4
2.	REALAZIONE ILLUSTRATIVA	5
2.1	Descrizione dell’Opera	5
2.1.1	Elaborati grafici e documentazione storica.....	6
2.1.2	Resoconto Fotografico.....	7
3.	INDAGINI DIAGNOSTICHE E CONOSCITIVE STRUTTURALI.....	10
3.1	Rilievi Geometrici	11
3.2	Stato di Conservazione e Rilievo delle Fessure.....	11
3.3	Esecuzione del pozzetto ispettivo	18
3.4	Rilievi dei dettagli costruttivi mediante indagini magnetometriche e scassi diretti.....	19
3.4.1	Modalità di Esecuzione	19
3.4.1.1	Resoconto fotografico	21
3.5	Caratterizzazione dei Materiali.....	22
3.5.1	Proprietà meccaniche dell’acciaio d’armatura	22
3.5.1.1	Prove di Durezza	22
3.5.1.2	Prelievo di barre d’armatura e prove di trazione	24
3.5.1.3	Classificazione dell’acciaio d’armatura.....	25
3.5.2	Proprietà meccaniche del Calcestruzzo	27
3.5.2.1	Prove non distruttive su calcestruzzo con metodo Son.Reb	27
3.5.2.2	Prelievo e prove di compressione su carote di calcestruzzo	38
3.5.2.3	Classificazione del calcestruzzo in opera	44
4.	INDAGINE GEORADAR	46
4.1	Strumentazione di misura ed acquisizione dati.....	46
4.2	Modalità di esecuzione dell’indagine	47
4.3	Risultati ottenuti	48
5.	PROVA DINAMICA.....	53
5.1	Attrezzatura di prova e modalità di registrazione	53
5.2	Sistema di registrazione.....	54
5.3	L’elaborazione dei dati	54
5.4	I modi sperimentali individuati.....	56
6.	PROVA DI CARICO STATICA.....	58

6.1	Modalità esecutive.....	58
6.2	Schemi di carico	60
6.3	Risultati ottenuti	61

ALLEGATI:

1. Rapporti di prova
2. Piano delle Indagini
3. Tavole dei dettagli costruttivi
4. Tavole dell'analisi e della lettura del degrado

1. PREMESSE E SCOPI

La presente relazione riferisce in merito ai risultati delle indagini diagnostiche e conoscitive, delle prove dinamiche e della prova di carico statico condotte presso il ponte di scavalco del Canale Tosi sito nel Comune di Castenuovo Bocca d'Adda (LO).

Le indagini sono state eseguite durante le seguenti giornate:

- 12 e 14 agosto 2019,
- 16 ÷ 19 settembre 2019,
- 24 ÷ 30 settembre 2019,
- 1 ÷ 10 ottobre 2019,
- 15 ÷ 17 ottobre 2019.

Le indagini hanno interessato globalmente il manufatto. Le operazioni sono state eseguite dai tecnici specializzati della P&P Consulting Engineers di Seriate (BG) per conto della spettabile AIPO Agenzia Interregionale per il Po.

1.1 INQUADRAMENTO TERRITORIALE

Il Ponte n°3 è un manufatto di attraversamento del canale Tosi, che collega il Comune di Castenuovo Bocca d'Adda alla zona agricola a nord del canale. Per la presenza di importanti attività agricole nell'area, il ponte è frequentemente attraversato da mezzi agricoli di dimensioni e pesi rilevanti. Di seguito si riporta l'inquadramento territoriale.



Latitudine: 45.115125°

Longitudine: 9.865478°

2. REALAZIONE ILLUSTRATIVA

Dalla committenza non è stata fornita alcuna documentazione tecnica inerente al progetto di costruzione del ponte. Non sono inoltre disponibili informazioni inerenti all'epoca di costruzione.

Da un'analisi storica eseguita, ed in particolar modo facendo riferimento al documento "La Bonifica idrica del basso Lodigiano nell'idea di Antonio Tosi" è emerso che il Canale Tosi fu realizzato come parte integrante di un'ampia opera idraulica volta alla bonifica del basso lodigiano. Secondo il citato documento, il progetto di tale opera idraulica fu sviluppato dall'Ing. Antonio Tosi nei primi anni del XX secolo. In dettaglio, il progetto generale dell'opera di bonifica fu presentato nel 1905 al Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici. Nel 1911, una apposita commissione tecnica revisionò il progetto Tosi, apportando alcune modifiche che di fatto hanno ricondotto all'assetto definitivo dell'opera realizzata.

Secondo il documento citato, l'ultimazione dei lavori di costruzione dell'intera opera idraulica ha richiesto circa 40 anni dall'approvazione per progetto. Il Canale Tosi venne realizzato tra il 1915 e il 1920.

Nel contempo l'allora Genio Civile provvide a più riprese al consolidamento ed al sopralzo delle arginature nel contesto delle opere di ripristino ed adeguamento delle altezze a seguito delle piene che avvennero nel 1917, 1928 e 1951.

Sulla base di testimonianze della popolazione dei comuni limitrofi è emerso che i ponti oggetto di analisi (tra cui il Ponte n°3), potrebbero essere stati edificati in seguito alla realizzazione del sottostante canale Tosi, e approssimativamente negli anni 30 del secolo scorso.

2.1 DESCRIZIONE DELL'OPERA

Il Ponte n°3 è costituito da n°3 campate caratterizzate dalle seguenti luci nette:

Campata DX: 8,13 m

Campata CENTRALE: 9,87 m

Campata SX: 8,13 m

L'impalcato stradale ha una larghezza complessiva pari a 5,51 m, mentre la superficie carrabile ha una larghezza massima di 4,90 m valutata come distanza tra i parapetti laterali.

La struttura portante è costituita da un impalcato in c.a. sorretto da n°3 travi principali in c.a. continue nelle 3 campate. L'impalcato è connesso in continuità strutturale con le spalle laterali e 2 pile centrali. Le spalle laterali sono realizzate in calcestruzzo di spessore pari a circa 100 cm come in seguito mostrato dai risultati delle prove eseguite con georadar. Le indagini eseguite mediante pacometro non hanno permesso di rilevare la presenza di barre d'armatura nelle spalle. Le pile

centrali sono composte da 3 pilastri affiancati (uno in corrispondenza di ogni trave) a pianta quadrata con lato della componente strutturale di 60 cm. Alla base dei 3 pilastri è presente un unico basamento (uno per ogni pila) posizionato all'interno del canale. La distanza tra l'estradosso del basamento e l'intradosso della soletta è pari a 4,95 m.

L'impalcato è caratterizzato da n°2 travi trasversali (in corrispondenza delle pile). Inoltre, in corrispondenza delle spalle, sono state rilevate delle barre di collegamento tra le travi longitudinali tali da ricreare una trave trasversale in sommità delle spalle.

Dalle indagini svolte è emerso che tutti gli elementi strutturali sono stati realizzati in continuità (non sono presenti appoggi o giunti), soluzione tipica delle strutture in cemento armato gettate in opera.

La stratigrafia dell'impalcato è stata ricostruita mediante l'esecuzione di un pozzetto in corrispondenza del quale sono state identificate anche le barre di armatura all'estradosso dell'impalcato (armatura superiore delle travi). Lo spessore della soletta è risultato essere pari a 20 cm, mentre l'altezza del pacchetto non strutturale, comprensiva dello strato di usura, del binder, del misto stabilizzato e del massetto è risultata pari a 25 cm.

2.1.1 Elaborati grafici e documentazione storica

L'identificazione del periodo storico di costruzione dell'opera è stata svolta sulla base del seguente documento:

“Bonifica idrica del basso Lodigiano nell'idea di Antonio Tosi”, Ettore Fanfani, Prima edizione Maggio 2010, Stampato in proprio dal Consorzio di Bonifica Muzza Bassa Lodigiana in numero limitato di copie (consultabile al seguente link http://www.muzza.it/download.php?id_root=1).

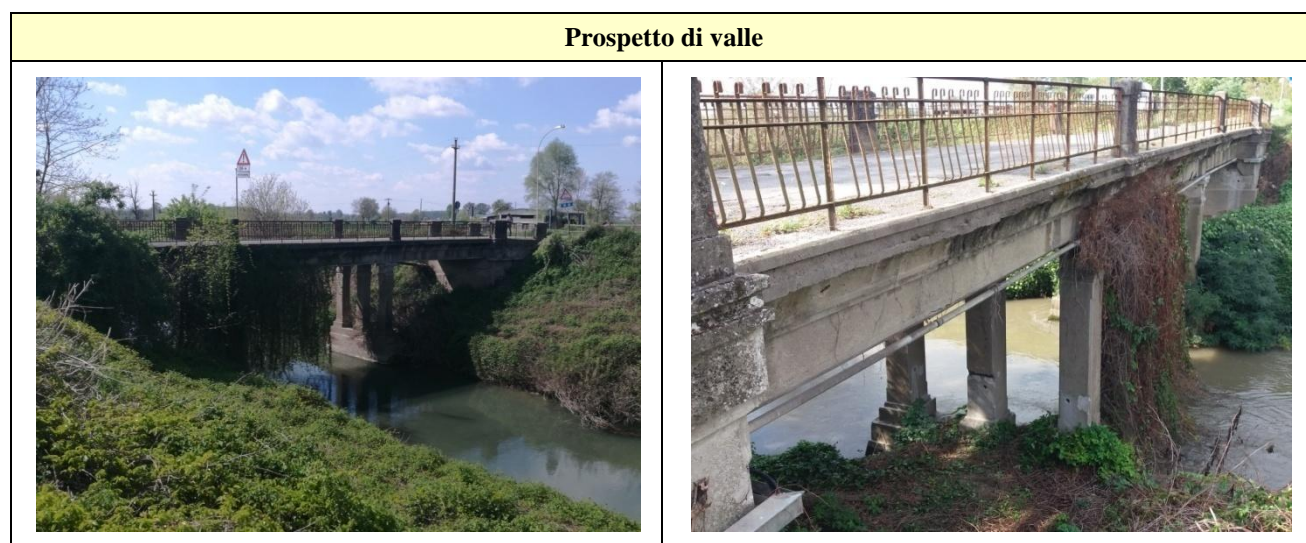
I seguenti documenti inerenti allo stato di conservazione dei ponti oggetto d'indagine, sono stati forniti dal Committente.

DATA	NOME	CONTENUTO	Autore
02/08/2012	Relazione descrittiva e proposta di verifica strutturale	Perizia statica preliminare per la valutazione della funzionalità dei quattro ponti siti sul canale Tosi nel tratto compreso tra il comune di Meleti e il comune di Castelnuovo Bocca d'Adda (LO)	GEOLAMBDA
02/08/2012	Tav01 inquadramento	Inquadramento territoriale	GEOLAMBDA
02/08/2012	Tav02 PONTE 1	PONTE 1 – STATO DI FATTO: PLANIMETRIA, PROSPETTI, SEZIONI	GEOLAMBDA
02/08/2012	Tav02 PONTE 2	PONTE 2 – STATO DI FATTO: PLANIMETRIA, PROSPETTI, SEZIONI	GEOLAMBDA
02/08/2012	Tav02	PONTE 3 – STATO DI FATTO:	GEOLAMBDA

	PONTE 3	PLANIMETRIA, PROSPETTI, SEZIONI	
02/08/2012	Tav02 PONTE 4	PONTE 4 – STATO DI FATTO: PLANIMETRIA, PROSPETTI, SEZIONI	GEOLAMBDA
8/10/2014	Relazione di servizio n°1	Monitoraggio opere idrauliche (arginature e relative sponde) di II Categoria, dello Scolmatore Venere	Dot. Alessandro Morgese (AIPo) Ing. Gaetano La Montagna (AIPo) Ing. Sara Melone (AIPo)
10/11/2014	Relazione di servizio n° 4	Monitoraggio Opere Idrauliche (arginature e relative sponde, ponti e salto idraulico) di II Categoria, del Canale Tosi nel tratto compreso tra il comune di Meleti e lo sbocco nel Fiume Po, in comune di Castelnuovo Bocca d'Adda (LO).	Dot. Alessandro Morgese (AIPo) Ing. Gaetano La Montagna (AIPo) Ing. Sara Melone (AIPo)

2.1.2 Resoconto Fotografico

Di seguito si riportano alcune immagini rappresentative della struttura in oggetto.



Prospetto di monte



Impalcato stradale



Pila destra



Pila sinistra



Spalla destra



Spalla sinistra





3. INDAGINI DIAGNOSTICHE E CONOSCITIVE STRUTTURALI

Di seguito si affrontano e descrivono le prove e le indagini eseguite per la caratterizzazione dei materiali e la definizione dei dettagli costruttivi e delle geometrie strutturali, l'ubicazione dei punti d'indagine è contenuta nelle tavole grafiche fornite in allegato.

Nella tabella di seguito si elencano in sintesi le indagini effettuate per la caratterizzazione del materiale.

PIANO DELLE INDAGINI	
Tipologia di indagine	Quantità
Indagini SonReb combinate sclerometriche ed ultrasoniche su calcestruzzo	36
Prove con durometro per la determinazione delle caratteristiche meccaniche dell'acciaio di armatura	8
Prelievo di campioni di calcestruzzo tramite carotaggio per prova di laboratorio e misura del livello di carbonatazione	13
Prelievo di barre d'armatura per prove di trazione in laboratorio	2

3.1 RILIEVI GEOMETRICI

Contestualmente alle fasi di indagini sono stati eseguiti i rilievi geometrici delle strutture utilizzando strumenti quali longimetri rigidi e flessibili e distanziometri LASER con risoluzione millimetrica.

Le operazioni hanno previsto l'integrazione del rilievo geometrico esistente mediante il controllo dello stato di fatto raffrontato ai disegni e agli schemi costruttivi documentati.

3.2 STATO DI CONSERVAZIONE E RILIEVO DELLE FESSURE

Nelle tavole allegate sono identificate le porzioni di struttura per cui sono state rilevate delle situazioni di degrado degli elementi strutturali.

La struttura portante del Ponte n°3 presenta uno stato di degrado diffuso delle travi (in particolar modo della campata centrale e sinistra) della soletta e della spalla sinistra.

Dall'ispezione visiva eseguita sul Ponte n°3 sono emerse le seguenti problematiche:

1. Distacco del copriferro e corrosione delle barre di armatura della soletta in prossimità dei fori adibiti a scarico dell'acqua piovana. Le pendenze dello strati di usura del manto stradale, convogliano l'acqua in prossimità delle travi di bordo. L'acqua che non defluisce dall'impalcato scorrendo sull'estradosso delle travi di bordo, filtra nell'impalcato e viene convogliata grazie alle pendenze del massetto presso dei punti di scolo interni del solaio posizionati tra le travi portanti dell'impalcato. In totale sono presenti 14 "pluviali di scolo".



Impalcato stradale

Le seguenti immagini mostrano le porzioni di soletta degradate della campata centrale.



Dettagli della soletta degradata della campata centrale

Le seguenti immagini mostrano le porzioni di soletta degradate della campata centrale.



Dettagli della soletta degradata della campata sinistra

La soletta della campata destra non mostra evidenti situazioni di degrado.



Soletta della campata sinistra

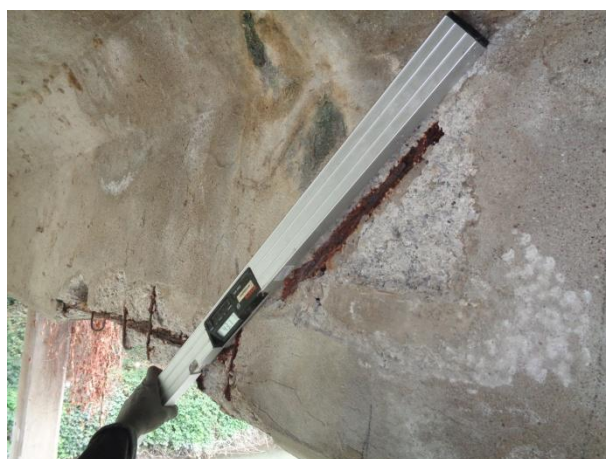
2. Distacco del copriferro e corrosione delle barre di armatura della travi dell'impalcato.



Trave T1SX



Trave T3SX



Trave T1C



Trave T2C



Trave T3C

Sono inoltre state osservate evidenti fessurazioni del copriferro di alcune travi, ad indicare che il fenomeno di corrosione delle barre di armatura è in corso, ma non ancora al punto tale di espellere il calcestruzzo del copriferro.



Trave T2C

Distacco del copriferro e corrosione delle barre di armatura della trave di bordo in prossimità della trave T3SX.



Trave di bordo in prossimità della trave T1SX



Trave di bordo in prossimità della trave T3SX



Trave di bordo in prossimità della trave T3DX

3. Espulsione del calcestruzzo della spalla in prossimità della connessione tra travi e spalla per una profondità massima di 30 cm.



Spalla SPSX

4. Fessurazione delle pareti laterali in calcestruzzo parallele all'impalcato del ponte. In corrispondenza della spalla destra (SPDX), sono presenti fessure sia sul lato di valle che di monte caratterizzate da un apertura massima in sommità pari a 6 cm. Tali fessure sono presenti anche sulla spalla sinistra con apertura in sommità di ampiezza pari a 5 cm.



Spalla SPSX



Spalla SPDx

Non sono state rilevate barre di collegamento tra la spalla e i muri laterali. Lo stato fessurativo riscontrato potrebbe essere causato dal cedimento del terreno e conseguente rotazione delle pareti laterali (non legate alla spalla) oltre che alla rotazione dell'impalcato.

3.3 ESECUZIONE DEL POZZETTO ISPETTIVO

Al fine di identificare la stratigrafia dell'impalcato stradale è stato eseguito un pozzetto ispettivo. Lo scavo realizzato ha permesso di liberare l'estradosso degli elementi strutturali. Ciò ha consentito di eseguire uno scasso per il rilievo diretto dell'armatura presente.



Pozzetto ispettivo



Ripristino del pozzetto

La stratigrafia rilevata è schematizzata nelle tavole allegate.

3.4 RILIEVI DEI DETTAGLI COSTRUTTIVI MEDIANTE INDAGINI MAGNETOMETRICHE E SCASSI DIRETTI

Il rilievo delle armature è stato effettuato laddove possibile mediante metodi di indagine non distruttivi con pacometro, integrato da esami diretti distruttivi localizzati per una migliore identificazione delle barre di armatura. In una prima fase è stata effettuata l'indagine pacometrica per l'identificazione della maglia strutturale ed, infine, lo scasso localizzato per consentire la misura diretta del diametro dei tondini longitudinali e trasversali. I punti di indagine ed i risultati ottenuti sono riportati nelle tavole grafiche fornite in allegato.

3.4.1 Modalità di Esecuzione

Lo strumento per l'indagine pacometrica si basa sull'applicazione della tecnica induttiva, che sfrutta la variazione del flusso magnetico generato da un magnete posto sulla superficie del calcestruzzo perturbato dalla presenza delle barre metalliche incluse nel conglomerato. L'intensità del flusso magnetico dipende non solo dalla presenza delle barre ma anche dallo spessore del copriferro e dal diametro delle stesse barre. Ne deriva pertanto che l'intensità del segnale e conseguentemente la

capacità di individuare barre d'armatura e l'incertezza di misura, risultano condizionate dall'eventuale presenza di altro materiale conduttore posto in vicinanza (ad esempio presenza di armature vicine a quelle in esame e poste a distanza indicativamente inferiore a 400 mm). Altri fattori che possono influenzare l'incertezza di misura sono la profondità del ricoprimento di calcestruzzo (ovvero il copriferro) e la stessa consistenza del calcestruzzo investigato.

Di seguito si fornisce un grafico che illustra indicativamente la capacità della strumentazione di individuare la presenza di barre d'armatura in funzione della profondità di copertura, indicando anche l'accuratezza attesa dalla misurazione. Si osserva che il grafico vale nell'ipotesi che non vi siano errori indotti dalla presenza di armature vicine. Pertanto, nel caso di presenza di armature entro il raggio d'influenza (circa 400 mm), la capacità dello strumento di individuare correttamente la presenza e il diametro delle armature e la relativa accuratezza di misurazione, può risultare ulteriormente condizionata.

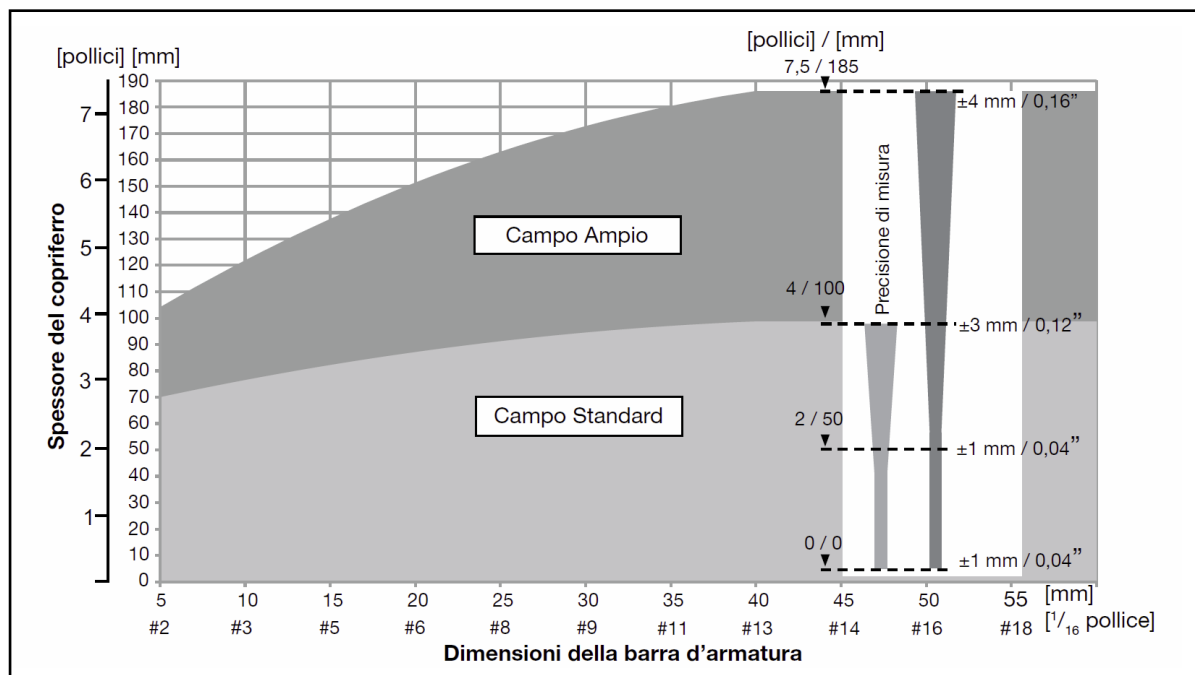


Diagramma dei campi di misura e precisione – Marca Proceq, modello Profoscope.

I rilievi dei ferri d'armatura sono stati indirizzati a individuare il numero, la posizione, il diametro e il copriferro dei tondini longitudinali e trasversali (staffe se presenti). Quindi si fornisce la misura del copriferro inteso come la distanza perpendicolare tra il piano tangente al diametro della barra e la superficie esterna del calcestruzzo.

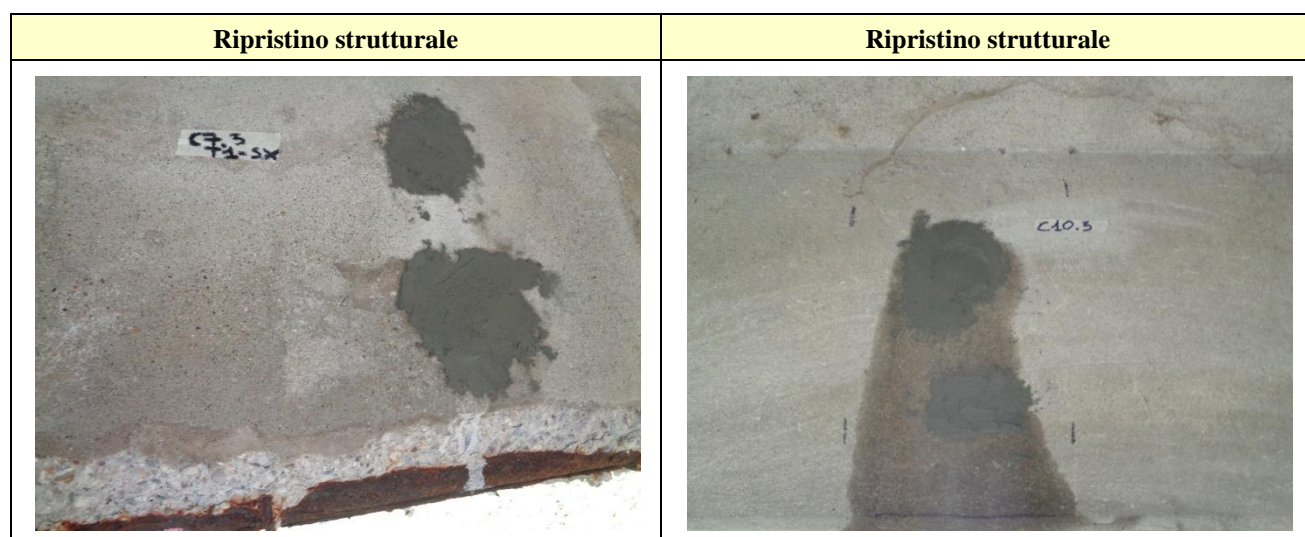
In parallelo alla ricerca dei ferri di armatura, sono stati compiuti rilievi geometrici utili per la misura delle principali dimensioni delle sezioni e in generale per la definizione delle principali geometrie strutturali.

I dettagli costruttivi rilevati sono illustrati nelle tavole allegate.

3.4.1.1 RESOCONTO FOTOGRAFICO

Di seguito si raccolgono alcune foto esemplificative delle fasi di rilievo geometrico, del rilievo diretto e indiretto delle armature e dei ripristini strutturali.

RESOCONTO FOTOGRAFICO	
Tracciamento barre rilevate con pacometro	Tracciamento barre rilevate con pacometro
	
Rilievo pendenza	Rilievo diretto aree degradate
	
Rilievo diretto della geometria	Rilievo diretto b'arre d'armatura
	



3.5 CARATTERIZZAZIONE DEI MATERIALI

Per quanto concerne i materiali, sono state condotte prove sperimentali distruttive e non distruttive sugli elementi strutturali verticali e orizzontali ritenuti più rappresentativi, in considerazione del concetto di ripetitività dei medesimi all'interno dello schema strutturale. Attraverso indagini e prove in campo e in laboratorio sono state determinate le caratteristiche di interesse e utili per le successive fasi di verifica.

3.5.1 Proprietà meccaniche dell'acciaio d'armatura

Per caratterizzare il tipo di acciaio utilizzato per le strutture in c. a. si sono effettuate prove non distruttive di durezza e prelievi di spezzoni di barre d'armatura per l'esecuzione delle prove di trazione in laboratorio. Dai documenti consultati non sono emerse le caratteristiche meccaniche dell'acciaio d'armatura.

3.5.1.1 PROVE DI DUREZZA

L'acciaio delle strutture oggetto di verifica è stato indagato con prove non distruttive con durometro. I punti di indagine sono indicati nel Piano delle Indagini in allegato con la sigla "DUR". La misura della durezza superficiale in sito dell'acciaio (resistenza che la superficie del materiale oppone alla sua penetrazione) consente di dedurre la classe di resistenza meccanica di rottura a trazione del materiale. Per l'esecuzione delle prove è stato utilizzato un durometro Leeb HN-D in grado di fornire direttamente a display la resistenza del materiale attraverso diverse scale di durezza. Di seguito alcune caratteristiche tecniche della strumentazione:

- Area di visualizzazione: da 0 fino a 999 HLD.
- Precisione: $\pm 6\text{HL}$ (prossimità 800 HLD).
- Direzione di misura: possibile in tutte le direzioni.
- LCD: ampio, (128 x 64 dot) LCD retroilluminato.
- Memoria dati: 500 gruppi di misura.

- I risultati di misura: HRC, HRB, HB, HV, HSD.
- Energia di impatto: 11N.
- Peso del corpo di rimbalzo: 5,5 g.
- Diametro della punta del sensore: 3mm, carburo di tungsteno.
- Durezza della punta del sensore: ≥ 1600 HV.
- Temperatura operativa: da -10°C fino a $+60^{\circ}\text{C}$ e umidità: dal 5% fino al 95%.

Una prima fase di ricerca dei tondini d'armatura mediante l'impiego di un pacometro permette di individuare la maglia d'armatura nell'elemento strutturale. In seguito, la demolizione controllata del copriferro, mediante attrezzature, consente di raggiungere l'armatura, avendo cura di lasciare il tondino annegato nel conglomerato lungo la superficie opposta a quella di prova, ciò assicura un contrasto solido durante la prova. Si esegue a questo punto la messa a nudo e la levigatura dell'acciaio impiegando una smerigliatrice angolare con disco abrasivo. Sulla superficie a lucine viene eseguita la prova con almeno cinque ripetizioni.

Nella tabella che segue vengono sintetizzati i risultati delle prove con durometro forniti secondo la scala Rockwell B "HRB" e riportati come media di più battute di misura (MIR) per ogni elemento esaminato.

PROVE DI DUREZZA SU BARRE D'ARMATURA											
ID	Elemento strutturale	Posizione	\varnothing [mm]	Tipo*	Battute (scala HRB)					MIR	$f_{st_armature}$ [MPa]
					1	2	3	4	5		
DUR1.3	Pilastro	P4DX	20	L (c)	55,5	57,8	59,7	58,7	55,4	57,4	320
DUR2.3	Pilastro	P4DX	20	L (c)	71,4	68,2	73,2	69,4	71,4	70,7	410
DUR3.3	Pilastro	P4DX	20	L (c)	61,2	66,2	65,0	69,4	66,2	65,6	370
DUR4.3	Trave	T1SX	30	L (c)	69,4	59,4	66,7	68,6	66,9	66,2	380
DUR5.3	Trave	T1SX	30	L (c)	78,1	79,7	76,0	76,3	74,6	76,9	460
DUR6.3	Trave	T1SX	30	L (c)	71,7	70,1	71,4	72,0	72,9	71,6	415
DUR7.3	Trave	T1SX	30	L (c)	70,2	72,2	75,0	71,2	69,6	71,6	415
DUR8.3	Trave	T1DX	30	L (c)	69,5	68,6	69,6	72,2	70,6	70,1	410
* (L) barra liscia, (AM) barra aderenza migliorata, rumi (R)											

Di seguito si riportano alcune immagini, a titolo esemplificativo, delle prove realizzate.



Esecuzione di prove con durometro

3.5.1.2 PRELIEVO DI BARRE D'ARMATURA E PROVE DI TRAZIONE

Sono stati eseguiti n. 2 prelievi di barre d'armatura da elementi in calcestruzzo armato. I punti di indagine sono segnalati nelle tavole tecniche in allegato con la sigla "PR". I prelievi sono stati eseguiti assicurandosi una lunghezza utile per essere sottoposti a prova di trazione.



Le prove di trazione sui campioni prelevati sono state condotte presso il Laboratorio Ufficiale Ministero LL.PP. Legge 1086/71 della P&P LMC secondo norma UNI EN 15630 – 1.

In allegato si riportano i Rapporti di Prova forniti dal Laboratorio certificato P&P LMC e nelle tabelle seguenti vengono raccolte le caratteristiche principali degli spezzoni estratti. Contestualmente si presentano in sintesi i risultati ottenuti dalle prove di laboratorio in termini di tensione di snervamento (f_y), tensione a rottura (f_{st}), allungamento percentuale (A_{gt}).

PROVE DI TRAZIONE SU BARRE D'ARMATURA								
ID	Elemento strutturale	Posizione	ϕ [mm]	Tipo*	L [mm]	f_y [MPa]	f_{st} [MPa]	A_{gt} [%]
PR 1.3	Pilastro	T1DX	6	L (c)	400	323	428,8	16,4
PR 2.3	Trave	P4DX	12	L (c)	300	283,9	447,9	15,7

* Tondini lisci (L), aderenza migliorata (AM), rumi (R); correnti (c), trasversali (t), staffe (st), (v) verticale e (o) orizzontale

Di seguito si riportano le immagini dei provini sottoposti a prova di trazione e dei punti di prelievo.

RESOCONTO FOTOGRAFICO
PR 1.3 - Punto di prelievo

PR 2.3 - Punto di prelievo con ripristino


3.5.1.3 CLASSIFICAZIONE DELL'ACCIAIO D'ARMATURA

I risultati derivanti dalle prove non distruttive e distruttive si raffrontano e combinano per effettuare la calibrazione delle prime, sulle seconde. Ove i valori siano tra loro simili si può ritenere che le medesime prove con durometro siano affidabili, pertanto non necessitano di correzioni. In seguito alle valutazioni preliminari, i valori di tensione di snervamento e di rottura si raffrontano con quelli

prescritti dalle normative vigenti all'epoca della costruzione dell'opera. In tal modo si risale alla classe di acciaio impiegata per la costruzione in oggetto.

La tabella di seguito riportata fornisce le caratteristiche dei ferri di armatura in funzione della data della normativa di riferimento:

			R.D.1907				
			Fe Omog.				
T.Ammissibile	σ	Kg/mm ^q	10				
			RD 1928 R.D.1932				
			Fe Omog. Fe Colato				
T.Rottura	Ftk	Kg/mm ^q	38	50			
T.Snervamento	Fyk	Kg/mm ^q					
T.Ammissibile	σ	Kg/mm ^q	12	12			
Allungamento	A	%	27	21			
			R.D.1939				
			Acc.Dolce	Acc.Semid	Acc. Duro		
T.Rottura	Ftk	Kg/mm ^q	42-50	50-60	60-70		
T.Snervamento	Fyk	Kg/mm ^q	23	27	31		
T.Ammissibile	σ	Kg/mm ^q	14	16	20		
Allungamento	A	%	20	16	14		
			Circolare M.L.L.PP 1957				
			AQ 42	AQ 50	AQ 60	A.Spe. A	A.Spe. B
T.Rottura	Ftk	Kg/mm ^q	42	50	60	60	70
T.Snervamento	Fyk	Kg/mm ^q	23	27	31	44	51
T.Ammissibile	σ	Kg/mm ^q	14	16	20	22	26
Allungamento	A	%	20	16	14		
						R'ck>25	R'ck>35
			DM 1972 n.190				
			Fe B 22	Fe B 32	A 38	A 41	Fe B 44
T.Rottura	Ftk	Kg/mm ^q	34	50	46	50	55
T.Snervamento	Fyk	Kg/mm ^q	22	32	38	41	44
T.Ammissibile	σ	Kg/mm ^q	12	16	22	24	26
Allungamento	A	%	24	23	14	14	12
						R'ck>25	R'ck>25
						R'ck>25	R'ck>25
			DM 1974 --- DM 1976				
			Fe B 22k	Fe B 32k	Fe B 38k	Fe B 44k	
T.Rottura	Ftk	Kg/mm ^q	34	50	46	55	
T.Snervamento	Fyk	Kg/mm ^q	22	32	38	44	
T.Ammissibile	σ	Kg/mm ^q	12	16	22	26	
Allungamento	A	%	24	23	14	12	
						R'ck>25	R'ck>35

Evoluzione temporale delle indicazioni normative relative alla classificazione degli acciai di armatura

La correlazione tra le prove distruttive e quelle non distruttive avviene tramite la media degli indici di correlazione (ottenuti come rapporti tra i risultati delle prove di laboratorio e di durezza eseguite sul medesimo elemento). Andando a considerare l'intero ponte, risulta un acciaio in barre lisce che presenta valori di tensione minimo a snervamento pari a 283,9 MPa (per la prova PR1.3) e valore medio di 303,45 MPa. Il valore medio di resistenza a rottura, considerando le sole prove distruttive risulta essere pari a 438,35 MPa, mentre considerando sia le prove distruttive e non distruttive il valore medio risulta essere 436,0 MPa.

I valori ottenuti risultano dunque in linea sia con quanto previsto nel R.D. 1932 che per l'acciaio di tipo Dolce previsto nel R.D. 1939.

PROVE DI DUREZZA SU BARRE D'ARMATURA							CORRELAZIONE PROVE DI DUREZZA E PROVE DI TRAZIONE			
ID	Prova di trazione	Elemento strutturale	Posizione	Ø [mm]	Tipo *	f _{st_armature} [MPa]	f _{st_prova di trazione} [MPa]	C _{corr_medio}	f _{st} [MPa]	f _{st_medio} [MPa]
	PR1.3	Pilastro	P5DX				428,8	1,1	428,8	436,0
DUR1.3		Pilastro	P4DX	20	L (c)	320			352,0	
DUR2.3		Pilastro	P4DX	20	L (c)	410			451,0	
DUR3.3		Pilastro	P4DX	20	L (c)	370			407,0	
DUR4.3		Trave	T1SX	30	L (c)	380			418,0	
DUR5.3		Trave	T1SX	30	L (c)	460			506,0	
DUR6.3		Trave	T1SX	30	L (c)	415			456,5	
DUR7.3		Trave	T1SX	30	L (c)	415			456,5	
DUR8.3	PR2.3	Trave	T1DX	30	L (c)	410	447,9		447,9	
* (L) barra liscia, (AM) barra aderenza migliorata, rumi (R) - correnti (c), trasversali (t), staffe (st), (v) verticale e (o) orizzontale										

3.5.2 Proprietà meccaniche del Calcestruzzo

Di seguito si descrivono i metodi e le modalità di prova utili alla caratterizzazione del c.a., in particolare sono state eseguite sia prove distruttive che non distruttive su calcestruzzo. Nel primo caso è avvenuta l'estrazione di carote, su cui è stata effettuata la misura della carbonatazione mediante analisi alla fenolftaleina e successiva prova di compressione. Nel secondo caso è stato applicato il metodo Son.Reb, ottenuto dall'integrazione delle prove sclerometriche con quelle soniche.

Inoltre, dalla documentazione consultata non è emersa alcuna informazione relativamente alla classe di resistenza del calcestruzzo impiegato.

3.5.2.1 PROVE NON DISTRUTTIVE SU CALCESTRUZZO CON METODO SON.REB

Di seguito si vanno ad affrontare le modalità di esecuzione delle prove sclerometriche e soniche sul calcestruzzo i cui risultati si combinano mediante il metodo Son.Reb. I punti indagati sono individuati nelle tavole allegate con la sigla "SR".

3.5.2.1.1 Prove sclerometriche

Sono state effettuate n. 36 prove sclerometriche sugli elementi in c.a. nei punti indicati nelle tavole tecniche relative all'ubicazione dei punti di indagine. Le indagini sono state contenute ai soli ambienti dove gli elementi in c. a. fossero al rustico, ovvero privi di finitura o eliminabile senza arrecare danno.

Principio di Funzionamento

Il metodo dell'indice di rimbalzo utilizza lo sclerometro per misurare l'energia elastica assorbita dal calcestruzzo a seguito di un impatto. Il metodo consiste nel provocare l'impatto di una massa standardizzata contro la superficie del materiale sottoposto a prova e nel misurare l'altezza del rimbalzo, la misura è espressa in termini di percentuale dell'altezza di rimbalzo rispetto alla distanza percorsa della massa in movimento tra l'istante in cui è rilasciata e quando colpisce la superficie del calcestruzzo. Questa percentuale è detta indice di rimbalzo N. Dato che l'energia cinetica della massa battente è standardizzata, l'altezza di rimbalzo dipende dall'energia dissipata durante l'impatto, che a sua volta dipende dalla resistenza meccanica della superficie del calcestruzzo. Occorre ricordare che l'indice di rimbalzo è influenzato da fattori tra cui:

- le condizioni di umidità del calcestruzzo in superficie (una superficie umida conduce ad un indice di rimbalzo più basso);
- la presenza di uno strato superficiale carbonatato (aumenta l'indice di rimbalzo);
- la tessitura superficiale (una superficie ruvida fornisce generalmente un indice di rimbalzo più basso);
- l'orientazione dello strumento rispetto alla verticale (sono disponibili fattori di correzione approssimati);
- l'età del calcestruzzo;
- la dimensione e il tipo degli aggregati.

Poiché solo il calcestruzzo vicino al punto dell'impatto influenza sensibilmente il valore dell'indice di rimbalzo, la metodologia di prova è sensibile alle condizioni locali, quali la presenza di aggregati di grosso diametro in prossimità della superficie oppure di vuoti. Per mitigare gli effetti di alcune delle cause che alterano le misure nell'intorno di ogni punto di prova sono state eseguite più battute, adeguatamente distanziate fra di loro.

Taratura dello strumento

La taratura dello sclerometro è stata effettuata prima e dopo ogni giornata di lavoro o sequenze di prove, utilizzando l'apposita incudine di riferimento fornita a corredo dal fabbricante (caratterizzato da durezza minima 52 HRC, massa 16 ± 1 kg e diametro di circa 150 mm) cui corrisponde il valore standard dell'indice di rimbalzo N_0 , eseguendo una battuta sull'incudine stessa con lo sclerometro in posizione verticale. Il corrispondente valore di taratura N_t è stato annotato, in maniera da poter correggere in fase di elaborazione i valori rilevati nella sequenza di prove o nella giornata di lavoro.

Modalità di esecuzione

L'esecuzione delle prove si è svolta secondo le seguenti modalità:

- a) individuazione di una zona di misura che presenti le seguenti caratteristiche:

- assenza di ferri armature in prossimità della superficie;
- superficie priva di evidenti vespai, forti porosità o rilevanti irregolarità superficiali, ecc.;
- superficie non ricoperta da intonaco, o da vernice, ecc.;
- superficie possibilmente asciutta;

b) pulizia e lisciatura della superficie con pietra abrasiva;

c) esecuzione di 12 battute sclerometriche all'interno della zona di misura, secondo una griglia preliminarmente definita, mantenendo lo sclerometro perpendicolare alla superficie di misura. Nel caso in cui tale orientamento non sia perpendicolare, l'angolo di inclinazione dello strumento rispetto alla superficie è stato annotato per le successive elaborazioni.

d) calcolo della media dei valori degli indici di rimbalzo e verifica dell'accettabilità del risultato.

Elaborazione delle misure

L'elaborazione delle misure sclerometriche consiste nelle seguenti fasi:

- a) correzione degli indici di rimbalzo per tener conto della taratura dello strumento;
- b) correzione degli indici di rimbalzo rilevati in funzione dell'angolo d'azione dello strumento, utilizzando le correlazioni fornite in proposito dal fabbricante dello strumento;
- c) calcolo della media degli indici di rimbalzo rilevati per ciascuna zona. Il risultato relativo ad una zona corrisponde al valore medio delle misure arrotondate all'intero più prossimo.

La correlazione tra indice di rimbalzo N e resistenza a compressione R_c è del tipo rappresentato nel grafico seguente e definito dalla:

$$R_c = A \cdot N^B$$

In cui i coefficienti A e B sono opportunamente calibrati mediante prove distruttive su carote.

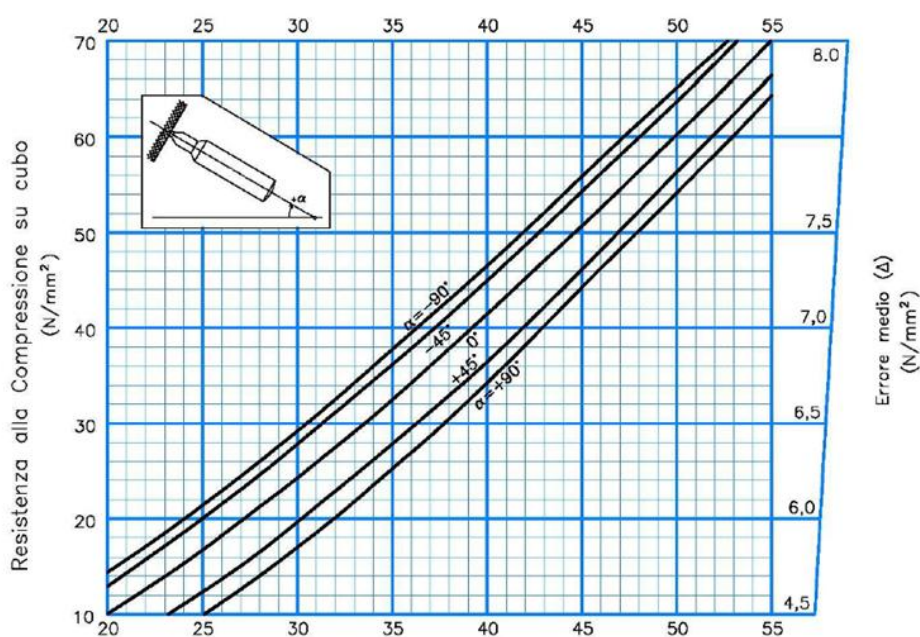


Tabelle di correlazione Valori sclerometro-Resistenza cubica

Si presentano di seguito alcune immagini delle fasi d'indagine.



Esecuzione prove sclerometriche

Risultati ottenuti

Di seguito si raccolgono i risultati delle prove sclerometriche eseguite, indicando con MIR la media indice di rimbalzo depurata dei valori di lettura massimo e minimo nel caso si registrino più di dieci battute.

PROVE SCLEROMETRICHE SU CLS																			
ID	Elemento strutturale	Pos	Dir.	Battute												min	max	MIR statistico [MPa]	R _c [Mpa]
SR1.3	Spalla	SPSX	0°	30	30	34	30	30	32	32	33	30	33	28	33	28	34	31	26
SR2.3	Spalla	SPSX	0°	34	30	29	30	31	31	30	30	38	35	30	30	29	38	31	26
SR3.3	Spalla	SPDX	0°	26	28	30	30	32	35	30	31	30	29	30	30	26	35	30	24
SR4.3	Spalla	SPDX	0°	30	27	30	31	30	30	27	30	30	28	34	30	27	34	30	24
SR5.3	Pilastro	P4DX	0°	38	35	35	42	29	36	39	44	44	43	33	36	29	44	38	38
SR6.3	Pilastro	P5DX	0°	51	42	52	41	52	45	35	50	44	48	42	50	35	52	47	54
SR7.3	Pilastro	P6DX	0°	39	32	36	41	40	34	39	35	30	40	30	40	30	41	37	36
SR8.3	Trave	T3SX	0°	42	40	35	35	37	39	34	34	38	36	42	44	34	44	38	38
SR9.3	Trave	T3SX	0°	41	41	39	34	34	36	36	38	35	37	42	40	34	42	38	38
SR10.3	Trave	T2SX	0°	40	40	44	43	41	39	38	34	38	44	40	42	34	44	41	44
SR11.3	Trave	T2SX	0°	42	42	40	38	36	36	35	37	38	38	42	44	35	44	39	40
SR12.3	Trave	T1SX	0°	40	41	41	38	38	36	42	42	40	47	37	35	35	47	40	42
SR13.3	Trave	T1SX	0°	35	37	37	41	41	40	44	44	46	42	39	39	35	46	40	42
SR14.3	Pilastro	P1SX	0°	28	32	30	28	28	31	33	34	33	32	30	33	28	34	31	26
SR15.3	Pilastro	P2SX	0°	35	37	34	34	38	38	36	34	37	36	39	38	34	39	36	34
SR16.3	Pilastro	P3SX	0°	42	40	35	37	39	42	40	43	40	41	38	42	35	43	40	42
SR17.3	Trave	T1C	0°	30	30	33	30	32	38	33	34	38	30	32	34	30	38	33	29
SR18.3	Trave	T2C	0°	42	34	46	38	36	38	32	40	30	39	37	36	30	46	37	36
SR19.3	Trave	T3C	0°	40	36	34	30	36	40	35	35	41	30	32	30	30	41	35	32
SR20.3	Traverso	T1-2SX	0°	35	34	30	30	32	32	30	30	35	34	30	30	30	35	32	28
SR21.3	Traverso	T2-3SX	0°	34	37	37	35	34	40	42	38	36	33	40	40	33	42	37	36
SR22.3	Trave	T1C	0°	36	40	38	32	30	32	33	34	34	35	38	35	30	40	35	32
SR23.3	Trave	T2C	0°	33	38	33	34	35	38	36	33	33	32	30	34	30	38	34	31
SR24.3	Trave	T3C	0°	35	37	38	36	40	34	33	36	35	33	37	34	33	40	36	34
SR25.3	Trave	T1DX	0°	36	41	38	35	44	40	38	34	43	42	42	43	34	44	40	42
SR26.3	Trave	T2DX	0°	34	38	37	37	38	34	36	40	40	42	38	34	34	42	37	36
SR27.3	Trave	T3DX	0°	34	30	30	32	33	38	38	30	30	33	34	38	30	38	33	29
SR28.3	Pilastro	P4DX	0°	40	40	39	43	38	36	32	40	41	42	44	36	32	44	40	42
SR29.3	Pilastro	P5DX	0°	41	40	43	40	36	40	33	35	40	38	35	36	33	43	38	38
SR30.3	Pilastro	P6DX	0°	38	38	40	41	38	36	32	34	40	40	38	37	32	41	38	38
SR31.3	Traverso	T4-5DX	0°	32	36	38	40	36	30	34	35	36	38	38	30	30	40	35	32
SR32.3	Traverso	T5-6DX	0°	30	34	36	35	38	30	30	32	34	32	34	32	30	38	33	29
SR33.3	Spalla	SPDX	0°	31	51	25	26	27	29	28	14	25	17	27	21	14	51	26	18

PROVE SCLEROMETRICHE SU CLS																			
ID	Elemento strutturale	Pos	Dir.	Battute												min	max	MIR statistico [MPa]	R _c [Mpa]
SR34.3	Fondazione	FB	0°	39	36	31	33	39	31	35	38	39	31	23	27	23	39	34	31
SR35.3	Fondazione	FB	0°	32	34	36	38	34	36	29	29	31	33	30	33	29	38	33	29
SR36.3	Spalla	SPSX	0°	25	34	28	24	26	23	22	29	27	28	23	26	22	34	26	18

3.5.2.1.2 Prova ultrasonica su calcestruzzo

Sono state effettuate n. 36 prove ultrasoniche sugli elementi in c.a. nei punti indicati nelle tavole tecniche relative all'ubicazione dei punti di indagine.

Le indagini sono state effettuate in modo diffuso ai vari piani della costruzione in modo da estendere la caratterizzazione degli elementi in calcestruzzo all'intera struttura oggetto di indagine.

Principio di Funzionamento

Il metodo basato sulla misura della velocità di propagazione di ultrasuoni consiste nello studio della propagazione di onde elastiche longitudinali all'interno del calcestruzzo, la cui velocità è anche funzione della sua rigidità media lungo il percorso.

La velocità di propagazione delle onde in un materiale omogeneo dipende dalla densità del materiale, dal modulo elastico e dal coefficiente di Poisson. In prima approssimazione la velocità di propagazione è proporzionale alla radice quadrata del modulo elastico ed inversamente proporzionale alla radice quadrata della densità. Entro i limiti in cui queste leggi possono essere estese ad un materiale eterogeneo come il calcestruzzo, è possibile utilizzarle per valutare il modulo elastico le costanti elastiche del calcestruzzo in esame. La resistenza a compressione è stimata in base alla velocità di trasmissione degli ultrasuoni, ipotizzando la validità di una relazione di proporzionalità tra resistenza a compressione e modulo elastico, utilizzando le usuali correlazioni sperimentali. Si deve tener presente che le onde elastiche subiscono all'interno dell'elemento esaminato, rifrazioni e riflessioni, dovute alla presenza degli aggregati, di fessure, di vuoti. Ciò comporta un'attenuazione del segnale per effetto dell'assorbimento d'energia. Inoltre, per effetto di vuoti o fessure, il percorso effettivamente compiuto dalle onde elastiche può risultare più lungo della distanza tra trasmettitore e ricevitore.

La prova misura la velocità di propagazione delle onde elastiche nel calcestruzzo, determinata come rapporto tra la distanza fra trasmettitore e ricevitore ed il tempo impiegato a percorrerla. La velocità così calcolata può differire dall'effettiva velocità di propagazione delle onde nel calcestruzzo in esame. Per questo motivo la velocità così calcolata è spesso denominata anche "velocità apparente".

La velocità di propagazione delle onde elastiche è influenzata da diversi fattori, tra cui il contenuto d'umidità, la composizione della miscela ed il grado di maturazione. La determinazione della velocità deve tener conto della possibile presenza d'armature metalliche e di eventuali difetti macroscopici.

Per ridurre il rischio che il fascio di ultrasuoni percorra armature metalliche, preliminarmente all'esecuzione della prova, le armature sono state localizzate mediante dispositivi elettromagnetici (pacometro).

Taratura dello Strumento

La taratura dello strumento consiste nella misura del tempo T_t (in μs) impiegato dalle onde elastiche a percorrere, secondo la sua altezza, il cilindro o il prisma metallico di taratura fornito a corredo dello strumento. Il tempo di percorrenza T_0 , predeterminato dal fabbricante, costituisce il riferimento di taratura. Se il valore di T_t differisce per più di 2 o 3 unità (μs) dal valore di T_0 lo strumento sarà ricalibrato seguendo le istruzioni del fabbricante.

La taratura dello strumento è stata ripetuta varie volte nel corso della giornata di misure: all'inizio e al termine della giornata, ogni qualvolta sono cambiate le condizioni ambientali (per temperatura, insolazione, umidità, ecc.) e/o la configurazione dello strumento (cambio di cavi di connessione e/o di trasduttori, ecc.).

Modalità di Esecuzione

L'esecuzione delle prove si è svolta secondo le seguenti modalità:

- a) individuazione di una zona di misura idonea;
- b) pulizia della superficie ed eventuale lisciatura;
- c) posizionamento dei punti di misura;
- d) rilievo della distanza tra i punti estremi di ciascun percorso di misura, utilizzando un idoneo strumento. Nel caso della trasmissione diretta la distanza deve essere riportata con la precisione di ± 1 %. Per le misure indirette si fa riferimento alla posizione del centro della faccia dei trasduttori.
- e) Esecuzione delle misure nella zona individuata;
- f) Al termine delle misure su ogni zona è stato eseguito un controllo delle misure eseguite verificando i valori medi della velocità di propagazione delle onde elastiche

Elaborazione delle Misure

L'elaborazione delle misure di velocità di propagazione di micro-impulsi consiste nelle seguenti fasi:

- a) calcolo delle velocità di propagazione V con la seguente relazione:

$$V = 1 / [T - (T_t - T_0)]$$

dove:

- l è la lunghezza della base di misura;
- T è il tempo di propagazione tra trasmettitore e ricevitore;
- T_t è il tempo impiegato dalle onde elastiche a percorrere, secondo la sua altezza, il cilindro o il prisma metallico di taratura fornito a corredo dello strumento;
- T_0 è il tempo di percorrenza, predeterminato dal fabbricante, relativo al cilindro o del prisma di taratura.

b) velocità di propagazione V si esprime in m/s arrotondando il valore ai più prossimi 10 m/s.
La correlazione tra velocità di propagazione, V , delle onde elastiche e resistenza a compressione, R_c , può essere del tipo rappresentato nel diagramma seguente.

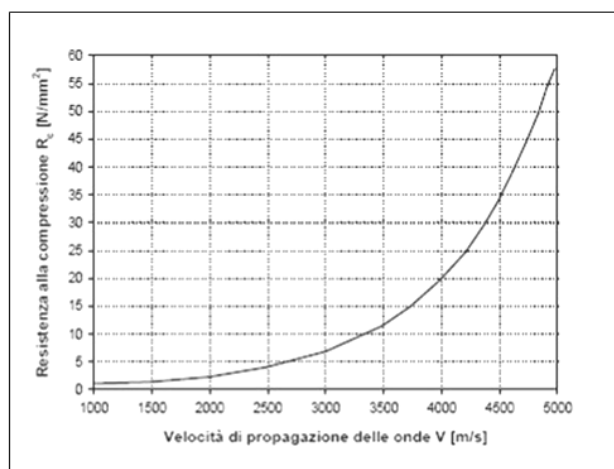


Immagine esemplificativa delle indagini soniche su c.a.

Si presentano di seguito alcune immagini delle fasi d'indagine.



Indagini soniche su trave



Indagini soniche su pilastro

Risultati Ottenuti

Di seguito si raccolgono i risultati delle prove soniche eseguite sugli elementi strutturali.

INDAGINI SONICHE SU C. A.								
ID	Elemento strutturale	Posizione	Metodo prova	d _{maglia o spessore} [cm]	Velocità Sonica [m/s]			
					V1	V2	V3	V _{media}
SR1.3	Spalla	SPSX	Indiretta	20-20-20	3160	3280	3250	3230
SR2.3	Spalla	SPSX	Indiretta	20-20-20	2920	3010	3150	3027
SR3.3	Spalla	SPDX	Indiretta	20-20-20	3420	3420	3580	3473
SR4.3	Spalla	SPDX	Indiretta	20-20-20	3110	3410	3210	3243
SR5.3	Pilastro	P4DX	Diretta	60	3650	3750	3620	3673
SR6.3	Pilastro	P5DX	Diretta	60	3850	3820	3850	3840
SR7.3	Pilastro	P6DX	Diretta	60	3640	3720	3620	3660
SR8.3	Trave	T3SX	Diretta	35	3438	3428	3476	3447
SR9.3	Trave	T3SX	Diretta	35	3241	3208	3220	3223
SR10.3	Trave	T2SX	Diretta	35	3217	3147	3156	3173
SR11.3	Trave	T2SX	Diretta	35	2964	3238	3131	3111
SR12.3	Trave	T1SX	Diretta	35	3889	3684	4375	3983
SR13.3	Trave	T1SX	Diretta	35	3199	3228	3229	3219
SR14.3	Pilastro	P1SX	Diretta	62	3690	3875	3758	3774
SR15.3	Pilastro	P2SX	Diretta	62	3085	3054	2995	3045
SR16.3	Pilastro	P3SX	Diretta	62	3116	3293	3277	3228
SR17.3	Trave	T1C	Diretta	38	3393	3248	3276	3306
SR18.3	Trave	T2C	Diretta	38	3762	3755	3751	3756
SR19.3	Trave	T3C	Diretta	38	3870	3866	3858	3864
SR20.3	Traverso	T1-2SX	Diretta	32	4267	4255	4278	4267
SR21.3	Traverso	T2-3SX	Diretta	32	4103	4092	4103	4099

SR22.3	Trave	T1C	Diretta	38	3800	3725	3762	3763
SR23.3	Trave	T2C	Diretta	38	3304	3333	3304	3314
SR24.3	Trave	T3C	Diretta	38	3551	3545	3535	3544
SR25.3	Trave	T1DX	Diretta	38	3040	3115	3065	3073
SR26.3	Trave	T2DX	Diretta	38	3215	3220	3248	3228
SR27.3	Trave	T3DX	Diretta	38	4222	4000	3918	4047
SR28.3	Pilastro	P4DX	Diretta	62	3226	3229	3238	3231
SR29.3	Pilastro	P5DX	Diretta	62	3085	3116	3024	3075
SR30.3	Pilastro	P6DX	Diretta	62	3441	3443	3435	3439
SR31.3	Traverso	T4-5DX	Diretta	32	3670	3361	3397	3476
SR32.3	Traverso	T5-6DX	Diretta	32	3107	3137	3131	3125
SR33.3	Spalla	SPDX	Indiretta	20-40-60	3636	3333	3352	3441
SR34.3	Fondazione	FB	Diretta	110	4231	4264	4583	4359
SR35.3	Fondazione	FB	Diretta	110	3716	3207	3704	3542
SR36.3	Spalla	SPSX	Indiretta	20-40-60	3077	3200	3352	3210

3.5.2.1.3 Metodo Son.Reb

Il metodo (SON.REB) si basa sulla combinazione dei risultati ottenuti, nelle stesse zone di prova, con prove sclerometriche ed ultrasoniche, correlando l'indice di rimbalzo (REBound) con la velocità delle onde ultrasoniche (SONic), con la resistenza a compressione del calcestruzzo, attraverso una opportuna calibrazione della relazione che lega queste tre grandezze, effettuata mediante regressione statistica dei valori sperimentali. La validità del metodo SONREB deriva dalla compensazione delle imprecisioni dei due metodi non distruttivi utilizzati. Infatti, si é notato che il contenuto di umidità fa sottostimare l'indice sclerometrico e sovrastimare la velocità ultrasonica, e che, all'aumentare dell'età del calcestruzzo, l'indice sclerometrico aumenta mentre la velocità ultrasonica diminuisce.

Con il metodo SonReb, la resistenza del calcestruzzo R_c viene stimata sulla base della coppia dei valori della velocità di propagazione degli ultrasuoni V ed indice di rimbalzo sclerometrico S , mediante l'utilizzo di formule dedotte da correlazioni di tipo sperimentale, tra le quali si ricordano le più comunemente utilizzate in letteratura tecnica. La formula contenuta nelle Norme RILEM, la formula di Di Leo e Pascale (1994) e la formula di Gasparik (1992).

L'applicazione del metodo SonReb fornisce pertanto la resistenza del calcestruzzo R_c mediante espressioni del tipo:

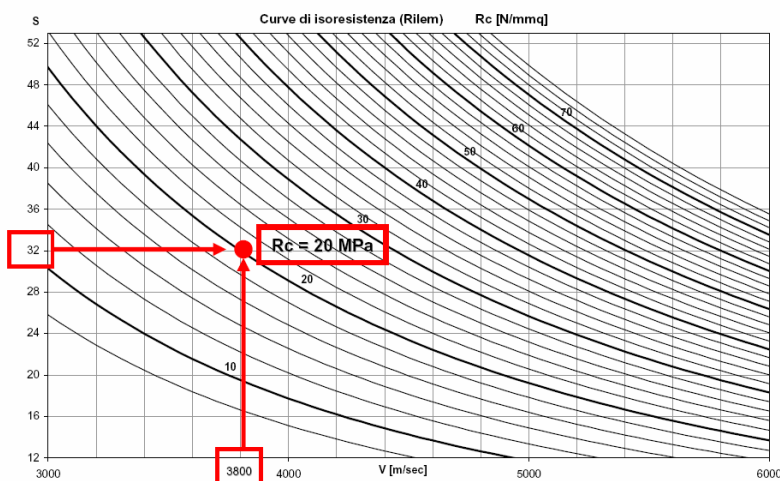
$$R_c = a S^b V^c$$

Nello specifico:

- Norme RILEM: $R_c = 9.27 \cdot 10^{-11} \cdot S^{1.4} \cdot V^{2.6}$
- Gasparik: $R_c = 8.06 \cdot 10^{-8} \cdot S^{1.246} \cdot V^{1.85}$

- Di Leo - Pascale: $R_c = 1.2 \cdot 10^{-9} \cdot S^{1.058} \cdot V^{2.446}$

In cui R_c è la resistenza cubica a compressione in $[N/mm^2]$, S è l'indice sclerometrico e V è la velocità ultrasonica espressa in $[m/s]$. Nella figura presentata di seguito sono riportati a titolo esemplificativo i grafici derivabili dalle formula sopra richiamate in cui vengono utilizzate le curve basate sull'espressione fornita nelle norme RILEM.



Si osservi che tenuto conto della complessità della fenomenologia che correla i valori di “S” e “V” alle caratteristiche del calcestruzzo, appare evidente che le suddette espressioni non possono avere validità generale. Per quanto in letteratura tecnica non vengano dichiarate esplicitamente limitazioni di applicabilità, in generale le formulazioni proposte per il metodo SonReb sono da ritenersi maggiormente affidabili per calcestruzzi di qualità medio - alta, con tendenza invece a sovrastimare la qualità del materiale nel caso di calcestruzzi di qualità medio – bassa.

Risultati Ottenuti

La tabella seguente riassume i risultati ottenuti nei punti d'indagine ove, disponendo di dati provenienti dalle prove soniche e sclerometriche, è stato possibile applicare il metodo SonReb. I risultati sono espressi in termini di resistenza cubica a compressione R_{cub} $[N/mm^2]$ ottenuta dalla media delle tre formulazioni adottate.

CORRELAZIONE MEDIANTE METODO SonReb								
ID	Elemento strutturale	Livello	MIR	V_{media} [m/s]	Norme RILEM	Gasparik	Di Leo-Pascal	R_{cub_Sonreb} [MPa]
SR1.3	Spalla	SPSX	31	3230	15,1	18,1	17,4	16,9
SR2.3	Spalla	SPSX	31	3027	12,7	16,0	14,8	14,5
SR3.3	Spalla	SPDX	30	3473	17,4	19,8	20,1	19,1
SR4.3	Spalla	SPDX	30	3243	14,6	17,5	17,0	16,3
SR5.3	Pilastro	P4DX	38	3673	28,1	29,5	29,6	29,0
SR6.3	Pilastro	P5DX	47	3840	42,4	41,8	41,3	41,8
SR7.3	Pilastro	P6DX	37	3660	26,8	28,4	28,5	27,9

CORRELAZIONE MEDIANTE METODO SonReb

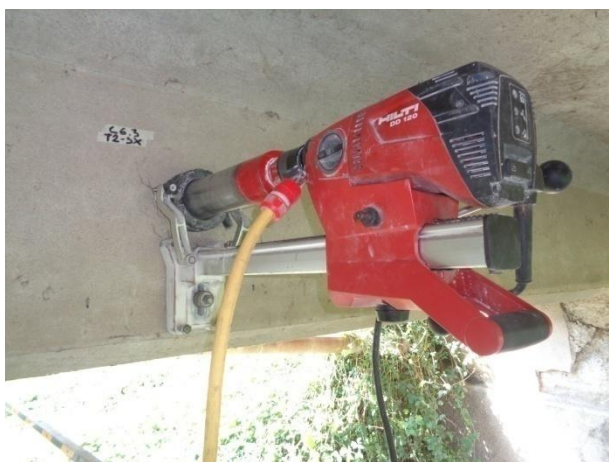
ID	Elemento strutturale	Livello	MIR	V _{media} [m/s]	Norme RILEM	Gasparik	Di Leo-Pascal	R _{cub_Sonreb} [MPa]
SR8.3	Trave	T3SX	38	3447	23,8	26,2	25,3	25,1
SR9.3	Trave	T3SX	38	3223	20,0	23,2	21,5	21,5
SR10.3	Trave	T2SX	41	3173	21,3	24,8	22,4	22,8
SR11.3	Trave	T2SX	39	3111	18,9	22,4	20,2	20,5
SR12.3	Trave	T1SX	40	3983	37,2	36,5	38,0	37,3
SR13.3	Trave	T1SX	40	3219	21,4	24,6	22,6	22,9
SR14.3	Pilastro	P1SX	31	3774	22,6	24,1	25,5	24,1
SR15.3	Pilastro	P2SX	36	3045	16,0	19,5	17,6	17,7
SR16.3	Pilastro	P3SX	40	3228	21,5	24,8	22,8	23,0
SR17.3	Trave	T1C	33	3306	17,5	20,4	19,7	19,2
SR18.3	Trave	T2C	37	3756	28,6	29,8	30,4	29,6
SR19.3	Trave	T3C	35	3864	28,5	29,3	30,7	29,5
SR20.3	Traverso	T1-2SX	32	4267	32,5	31,4	35,5	33,2
SR21.3	Traverso	T2-3SX	37	4099	35,9	35,0	37,6	36,2
SR22.3	Trave	T1C	35	3763	26,6	27,9	28,7	27,7
SR23.3	Trave	T2C	34	3314	18,4	21,2	20,4	20,0
SR24.3	Trave	T3C	36	3544	23,7	25,8	25,6	25,0
SR25.3	Trave	T1DX	40	3073	19,0	22,6	20,2	20,6
SR26.3	Trave	T2DX	37	3228	19,3	22,5	20,9	20,9
SR27.3	Trave	T3DX	33	4047	29,6	29,6	32,3	30,5
SR28.3	Pilastro	P4DX	40	3231	21,6	24,8	22,8	23,1
SR29.3	Pilastro	P5DX	38	3075	17,7	21,2	19,1	19,3
SR30.3	Pilastro	P6DX	38	3439	23,6	26,1	25,2	25,0
SR31.3	Traverso	T4-5DX	35	3476	21,7	24,1	23,7	23,1
SR32.3	Traverso	T5-6DX	33	3125	15,1	18,4	17,1	16,9
SR33.3	Spalla	SPDX	26	3441	13,9	16,3	16,9	15,7
SR34.3	Fondazione	FB	34	4359	37,5	35,3	39,9	37,6
SR35.3	Fondazione	FB	33	3542	20,9	23,2	23,3	22,5
SR36.3	Spalla	SPSX	26	3210	11,6	14,3	14,2	13,4

3.5.2.2 PRELIEVO E PROVE DI COMPRESSIONE SU CAROTE DI CALCESTRUZZO

Allo scopo di stabilire le caratteristiche di resistenza meccanica a compressione del calcestruzzo, si sono eseguiti n. 13 prelievi costituiti da n. 1 provino cilindrico ciascuno, avente diametro nominale di 80 mm o 100 mm e lunghezza almeno pari a 130 mm o, ove possibile, passante. Il rapporto ϕ/H è stato imposto pari a 1/1. I prelievi sono stati eseguiti su strutture verticali e orizzontali in c.a. e le ubicazioni dei rispettivi punti di indagine è segnalata nelle tavole del piano di indagine in allegato con dicitura "C". Le carote, previo condizionamento con taglio (per eliminare la testa del campione) e successiva spianatura, sono state quindi sottoposte a prova di resistenza a compressione presso il

Laboratorio Ufficiale Min. LL.PP. 1086/71 di P&P LMC S.r.l., cui è conseguito il rilascio del certificato di prova da vedersi in allegato all'elaborato.

In sito, per evitare la contaminazione del campione, è stata eseguita la prova di carbonatazione secondo le prescrizioni della norma UNI 9944/92 mediante spargimento sul calcestruzzo di un indicatore alla fenoltaleina in soluzione all'1% in alcool etilico al 70%. Il punto di viraggio al rosso/violetto denota il passaggio da un calcestruzzo carbonatato (tendente ad un ambiente acido) ad uno privo di carbonatazione, ovvero con pH basico superiore a 9,2. Di seguito alcune immagini delle operazioni di carotaggio in situ.





Prelievo carote in situ

I carotaggi sono stati eseguiti con carotatrice a colonna di marca HILTI ad avanzamento manuale con raffreddamento a circolazione d'acqua e dotata di corona diamantata a parete sottile (tazza) con diametro nominale di 80 mm e 100 mm. La presenza di barre d'armatura più o meno ravvicinate rappresenta un disturbo nell'esecuzione delle prove di compressione, pertanto preventivamente al prelievo sono stati individuati i tondini d'armatura longitudinali e trasversali (staffe) tramite l'impiego di un pacometro. La profondità di ogni carotaggio è stata superiore alle necessità al fine di assicurare il prelievo di carote utili per l'esecuzione di prove di compressione che siano prive di difetti e nidi di ghiaia. Nella tabella seguente vengono raccolte in sintesi le caratteristiche dei provini estratti e contestualmente si presentano i risultati ottenuti dalle prove di compressione e di carbonatazione.

PROVE DI COMPRESSIONE SU CAROTE IN CALCESTRUZZO

ID	Elemento strutturale	Posizione	L _{carota estratta} [cm]	P _{carbonat.} * [cm]	Ø [mm]	H _{carota} [cm]	Ø/H	Massa volumica [kg/m³]	R _c carota [MPa]	Tipo rottura **
C1.3	Spalla	SX	23	8	75	75	1	2100	12,7	S***
C2.3	Pilastro	P4DX	23	1,5	75	75	1	2280	28,1	S
C3.3	Pilastro	P5DX	14,5	2	75	75	1	2270	27,4	S
C4.3	Pilastro	P6DX	22	4	75	75	1	2310	33,7	S
C5.3	Spalla	DX	25	5	75	75	1	2300	22,7	S***
C6.3	Trave	T2SX	19	6	75	75	1	2300	27,3	S
C7.3	Trave	T1SX	17	7	75	75	1	2360	37,7	S
C8.3	Soletta	-	15	4	75	75	1	2270	38,7	S
C9.3	Trave	T3C	13	12	75	75	1	2220	17,3	S
C10.3	Trave	T3DX	17	5	75	75	1	2340	35,9	S
C11.3	Fondazione	FB	15	2	75	75	1	2210	21,3	S
C12.3	Spalla	SPDX	24	11	94	94	1	2210	18	S***
C13.3	Spalla	SPSX	26	10÷15	94	94	1	2200	12	S***







* In caso di carota passante la carbonatazione si esprime come somma degli strati carbonatati esterno e interno.

** Tipo di rottura: S = soddisfacente (bitronco-piramidale); A÷K = non soddisfacente.

*** Carota con conglomerato che presenta inerti grandi di diametro nominale $\phi > 32$ mm.

Di seguito, si raccolgono le immagini dei campioni estratti e sottoposti alla prova di carbonatazione.



C3.3	C4.3
	
C5.3 Aggregati $\phi > 32$ mm	C6.3
	
C7.3	C8.3
	

C9.3 (contrassegno errato C8.3a)



C10.3 Aggregati $\phi > 32$ mm



C11.3



C12.3 Aggregati $\phi > 32$ mm



C13.3 Aggregati $\phi > 32$ mm



3.5.2.3 CLASSIFICAZIONE DEL CALCESTRUZZO IN OPERA

A partire dai dati sperimentali forniti dalle prove di compressione eseguite sulle carote estratte, si determina la resistenza cubica del calcestruzzo in opera. A tal fine occorre introdurre una serie di coefficienti correttivi del valore sperimentale per poterlo ricondurre alla resistenza cubica in opera, utile per le successive analisi. In letteratura tecnica di settore si identificano gli effetti e i fattori che influiscono sulla resistenza del calcestruzzo, che sono in funzione della forma del provino, delle modalità di estrazione e della presenza di difetti e/o tondini d'armatura:

- Geometria della carota: diametro (f_{dia}) snellezza della carota ($f_{h/d}$).
- Effetto derivante dall'azione della carotatrice (f_{tor}).
- Effetto dovuto alla presenza di armature (f_{Fe}).
- Effetto dovuto alla direzione di carotaggio rispetto a quella di getto (f_{dir}).

In definitiva, riassumendo quanto sopra, si può scrivere la formula generale per il calcolo della resistenza cubica del calcestruzzo in opera:

$$R_{cub,opera} = (R_{carota} \cdot f_{Fe} \cdot f_{Tor} \cdot f_{Dir} \cdot f_{dia}) / (f_{h/d} \cdot f_t \cdot f_T)$$

La tabella seguente riporta i valori della resistenza cubica del calcestruzzo in opera.

Resistenza cubica in opera

RESISTENZA CUBICA IN OPERA											
ID	Elemento indagato	Livello	ϕ [mm]	H [mm]	R_{carota} [MPa]	$f_{h/d}$	f_{Fe}	f_{dia}	f_{tor}	f_{dir}	$R_{cub,opera}$ [MPa]
C1.3	Spalla	SX	75	75	12,7	1	1	1	1,2	1,05	16,5
C2.3	Pilastro	P4DX	75	75	28,1	1	1	1	1,15	1,05	34,9
C3.3	Pilastro	P5DX	75	75	27,4	1	1	1	1,15	1,05	34,1
C4.3	Pilastro	P6DX	75	75	33,7	1	1	1	1,1	1,05	40,1
C5.3	Spalla	DX	75	75	22,7	1	1	1	1,15	1,05	28,2
C6.3	Trave	T2SX	75	75	27,3	1	1	1	1,15	1,05	34,0
C7.3	Trave	T1SX	75	75	37,7	1	1	1	1,1	1,05	44,8
C8.3	Soletta	-	75	75	38,7	1	1	1	1,1	1,05	46,0
C9.3	Trave	T3C	75	75	17,3	1	1	1	1,2	1,05	22,5
C10.3	Trave	T3DX	75	75	35,9	1	1	1	1,1	1,05	42,7
C11.3	Fondazione	FB	75	75	21,3	1	1	1	1,15	1	25,2
C12.3	Spalla	SPDX	94	94	18	1	1	1	1,2	1,05	22,8
C13.3	Spalla	SPSX	94	94	12	1	1	1	1,2	1,05	15,2
* I coefficienti non riportati sono pari all'unità.											

La calibrazione dei risultanti derivanti dalle prove non distruttive rispetto a quelle distruttive si effettua correlando le indagini eseguite sul medesimo elemento strutturale o su elementi affini o nella zona vicina ai carotaggi. In particolare, le indagini si suddividono tra i differenti elementi strutturali (pilastri, fondazione, spalle, diaframmi, travi).

I calcoli e i risultati sono raccolti nella tabella seguente.

ID SonReb	ID Carota	Elemento indagato	Livello	R _{cub} , Sonreb [MPa]	R _{cub} , opera [MPa]	Correl. R _{cub} , SonReb/ R _{cub} , opera	C _{corr.} , medio di zona	R _c , opera [MPa]	f _{c, opera} [MPa]
SR1.3	C1.3	Spalla	SPSX	16,9	16,5	1,0	1,3	16,5	13,7
SR2.3		Spalla	SPSX	14,5				18,3	15,2
SR3.3	C5.3	Spalla	SPDX	19,1	28,2	1,5		28,2	23,4
SR4.3		Spalla	SPDX	16,3				20,6	17,1
SR5.3	C2.3	Pilastro	P4DX	29,0	34,9	1,2	1,2	34,9	29,0
SR6.3	C3.3	Pilastro	P5DX	41,8	34,1	0,8		34,1	28,3
SR7.3	C4.3	Pilastro	P6DX	27,9	40,1	1,4		40,1	33,3
SR8.3		Trave	T3SX	25,1			1,2	31,3	26,0
SR9.3		Trave	T3SX	21,5				26,9	22,3
SR10.3	C6.3	Trave	T2SX	22,8	34,0	1,5		34,0	28,2
SR11.3		Trave	T2SX	20,5				25,6	21,2
SR12.3	C7.3	Trave	T1SX	37,3	44,8	1,2		44,8	37,2
	C8.3	Soletta	-		46,0			46,0	38,2
SR13.3		Trave	T1SX	22,9				28,5	23,7
SR14.3		Pilastro	P1SX	24,1			1,2	27,7	23,0
SR15.3		Pilastro	P2SX	17,7				20,4	16,9
SR16.3		Pilastro	P3SX	23,0				26,5	22,0
SR17.3		Trave	T1C	19,2			1,2	23,9	19,9
SR18.3		Trave	T2C	29,6				36,9	30,6
SR19.3		Trave	T3C	29,5				36,8	30,5
SR20.3		Traverso	T1- 2SX	33,2				41,4	34,3
SR21.3		Traverso	T2- 3SX	36,2				45,1	37,4
SR22.3		Trave	T1C	27,7				34,6	28,7
SR23.3		Trave	T2C	20,0				25,0	20,7
SR24.3	C9.3	Trave	T3C	25,0	22,5	0,9		22,5	18,6
SR25.3		Trave	T1DX	20,6				25,7	21,3
SR26.3		Trave	T2DX	20,9				26,1	21,6
SR27.3	C10.3	Trave	T3DX	30,5	42,7	1,4		42,7	35,4
SR28.3		Pilastro	P4DX	23,1			1,2	26,6	22,1
SR29.3		Pilastro	P5DX	19,3				22,3	18,5
SR30.3		Pilastro	P6DX	25,0				28,8	23,9
SR31.3		Traverso	T4- 5DX	23,1			1,2	28,8	23,9
SR32.3		Traverso	T5- 6DX	16,9				21,0	17,5
SR33.3	C12.3	Spalla	SPDX	15,7	22,8	1,5	1,3	22,8	19,0
SR34.3	C11.3	Fondazione	FB	37,6	25,2	0,7	0,7	25,2	20,9
SR35.3		Fondazione	FB	22,5				15,1	12,5
SR36.3	C13.3	Spalla	SPSX	13,4	15,2	1,1	1,3	15,2	12,6

4. INDAGINE GEORADAR

La tecnica di indagine comunemente definita georadar (nota in campo internazionale con la locuzione di origine anglosassone di Ground Probing Radar - GPR), è una tecnica di indagine del sottosuolo o dei materiali, condotta a piccole profondità, basata sulla riflessione delle onde elettromagnetiche con frequenza compresa tra 10 e 3000 MHz.

Il georadar, una volta valutate le caratteristiche elettriche del mezzo attraversato dall'impulso elettromagnetico, è in grado di "vedere" la forma dell'oggetto, il suo spessore e valutare la profondità alla quale esso si trova, con una precisione ed una attendibilità che sono normalmente funzione di alcuni parametri ed in particolare:

- materiale nel quale si indaga;
- profondità a cui si trova l'oggetto di interesse;
- dimensioni geometriche dell'oggetto di interesse.

La tecnica operativamente consiste nell'invio nel materiale di impulsi elettromagnetici ad alta frequenza (radio frequenze) e nella misura del tempo impiegato dal segnale a ritornare al ricevitore dopo essere stato riflesso da eventuali discontinuità intercettate durante il suo percorso. Tali riflessioni sono causate in generale dal cambiamento delle proprietà elettriche del materiale, dalla variazione del contenuto d'acqua, da cambiamenti litostratigrafici. In particolare, nel caso della prospezione per scopi strutturali e/o geotecnici, le riflessioni possono essere prodotte da strutture, da vuoti presenti nel terreno, da elementi metallici e da superfici di contatto tra strati differenti.

Graficamente l'indagine restituisce una "vista" in profondità nel materiale indagato con presenza di segni noti come "iperboli di riflessione", il cui vertice indica la posizione spaziale di un generico oggetto rilevato all'interno della matrice del materiale investigato.

4.1 STRUMENTAZIONE DI MISURA ED ACQUISIZIONE DATI

Il sistema è costituito nel suo complesso da un'unità centrale che genera il segnale e da un'antenna di opportuna frequenza che lo trasmette e lo riceve. La strumentazione più raffinata consente di connettere - non contemporaneamente - più antenne di diversa frequenza allo scopo di ottimizzare la qualità dell'indagine, privilegiando a seconda dei casi la precisione dell'indagine a discapito della profondità di penetrazione oppure quest'ultima rinunciando in parte alla migliore precisione e quindi alla qualità nell'individuazione degli oggetti ricercati.


La visualizzazione dei tracciati avviene attraverso lo schermo di un computer connesso all'unità centrale attraverso un cavo ethernet.

Nel caso in esame l'indagine è stata condotta utilizzando la seguente strumentazione:

- 1) Sistema integrato equipaggiato su carrello per ispezioni a pavimento su grandi aree composto da:
 - Unità centrale di generazione del segnale

- Doppia antenna 200 MHz - 600 MHz (tecnologia multifrequenza)
- PC per acquisizione dati

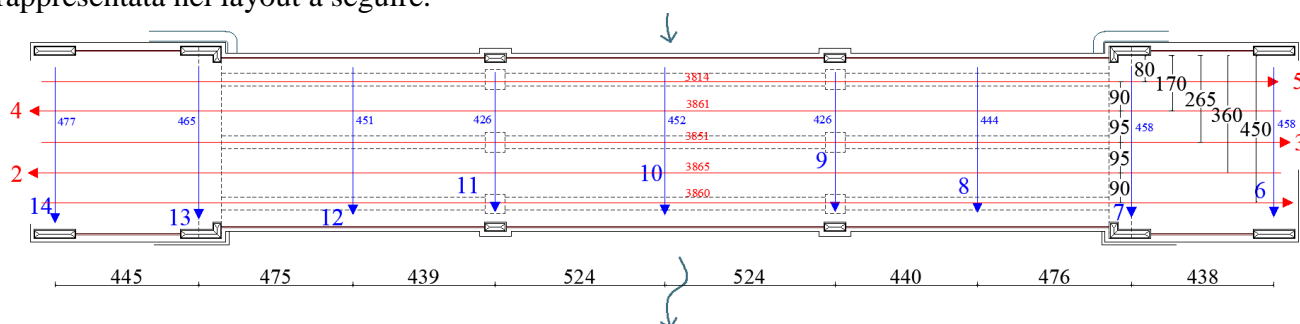
Di seguito vengono riassunte le caratteristiche tecniche del sistema:

SISTEMA DI INDAGINE GEORADAR COMPLETO		
 <p>HI-MOD 1</p>	Data logger:	PC da campo Full Rugged
	Unità di acquisizione dati radar:	IDS DAD FAST-WAVE con software di acquisizione RISK2
	Numero di canali possibili:	fino ad 8
	Frequenza delle antenne:	200 e 600 MHz
	Sistema di posizionamento:	ruota metrica e/o interfaccia GPS
	Velocità di acquisizione (fino a 8 profili simultaneamente):	4 m/s in configurazione completa (8 canali)
	Autonomia delle batterie:	> 8 ore
	Peso:	58 kg in configurazione completa
	Dimensioni:	200 x 60 cm
	Grado di protezione:	IP65

4.2 MODALITÀ DI ESECUZIONE DELL'INDAGINE

L'indagine georadar è stata condotta allo scopo di verificare, per quanto possibile, le caratteristiche geometriche degli elementi costruttivi e la presenza di armature difficilmente indagabili mediante metodi convenzionali. Complessivamente sono state eseguite n. 14 scansioni con antenna carrellata a doppia frequenza (200 e 600 MHz).

Le scansioni dalla 1 alla 5 sono state eseguite su percorsi longitudinali sviluppati lungo l'asse delle travi di c.a. e in mezzeria alla soletta di c.a. Le ulteriori 9 scansioni sono state effettuate alle estremità del ponte sulle spalle, sulle pile intermedie e a mezzeria delle tre campate dell'impalcato. La maglia è rappresentata nel layout a seguire.



Pianta con indicazione delle direzioni di scansione



Antenna carrellata da 200-600 MHz durante la fase di acquisizione

4.3 RISULTATI OTTENUTI

L'indagine georadar evidenzia le geometrie delle strutture di c.a. e la presenza di barre di armatura nel materiale attraversato.

Di seguito si riporta l'output grafico delle indagini. Le scansioni hanno permesso di identificare l'armatura superiore in campata delle travi principali, costituita da 3 tondini per trave e l'armatura all'intradosso della soletta di c.a.:

- armatura longitudinale: n°4 ϕ 7
- armatura trasversale: barre ϕ 12 a passo 10 cm

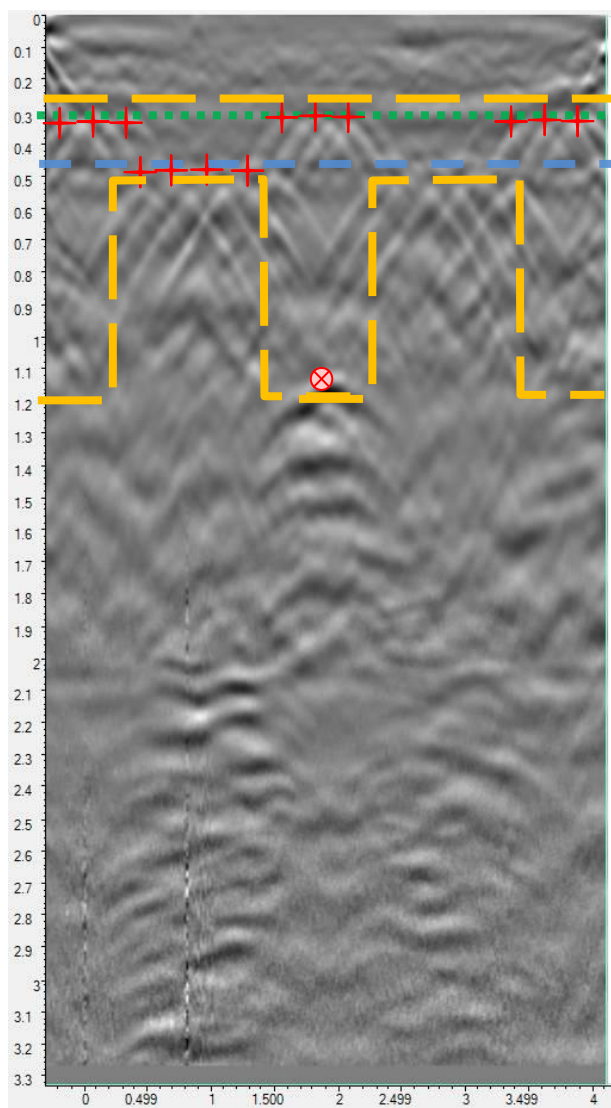
Il diametro riportato è stato rilevato in modo diretto.

Nella soletta emerge l'assenza di armatura superiore.

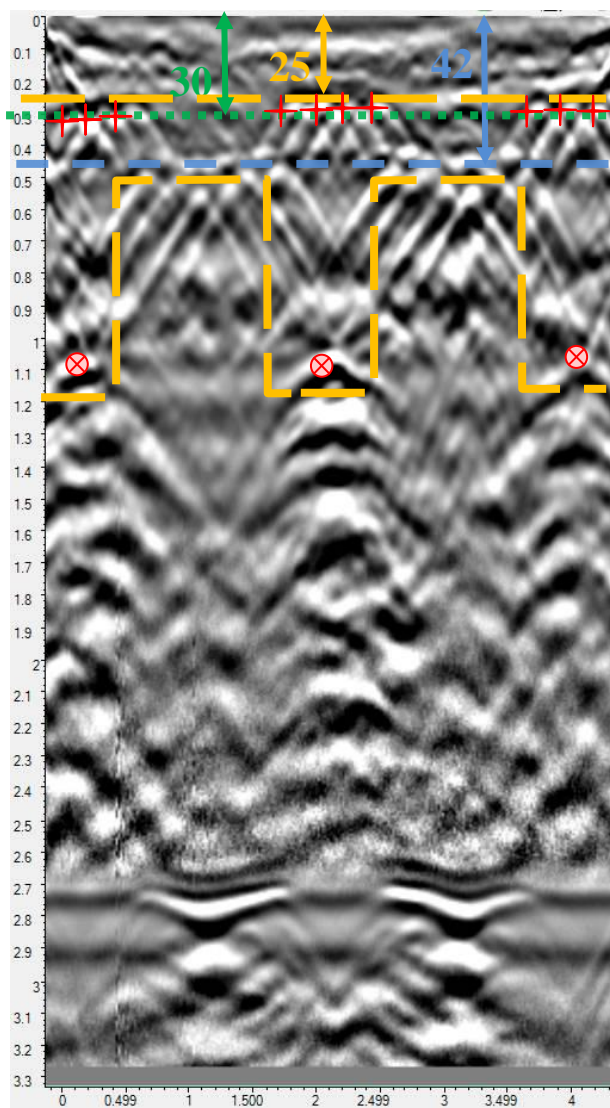
Dalle scansioni eseguite lungo le direzioni longitudinali è stato possibile stimare lo spessore delle spalle, attestato a circa 1,00 m. Inoltre, risulta evidente in corrispondenza del terrapieno delle spalle, un cambio di densità del materiale a circa 1,75 m di profondità rispetto al piano stradale.

GEORADAR | Sezioni trasversali di mezzeria nelle campate

8 | Campata SX



10 | Campata centrale



Legenda:

— — — Armatura inferiore della soletta di c.a.

+ Tondini d'armatura

— Intradosso trave trasversale di c.a.

— . Profilo della sezione di c.a

..... Armatura superiore delle travi di c.a.

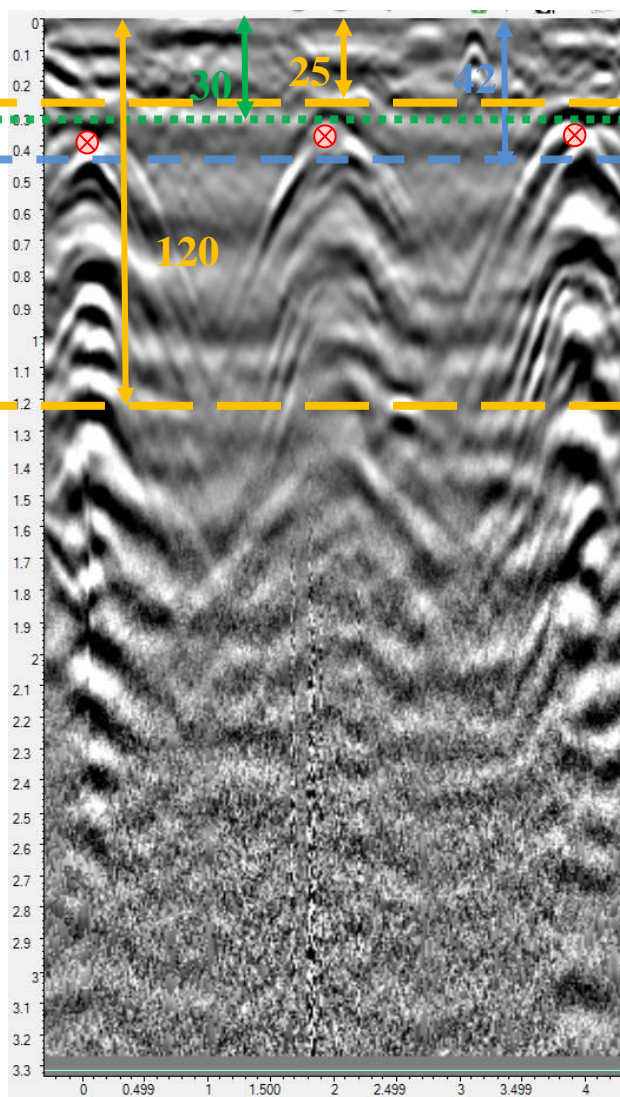
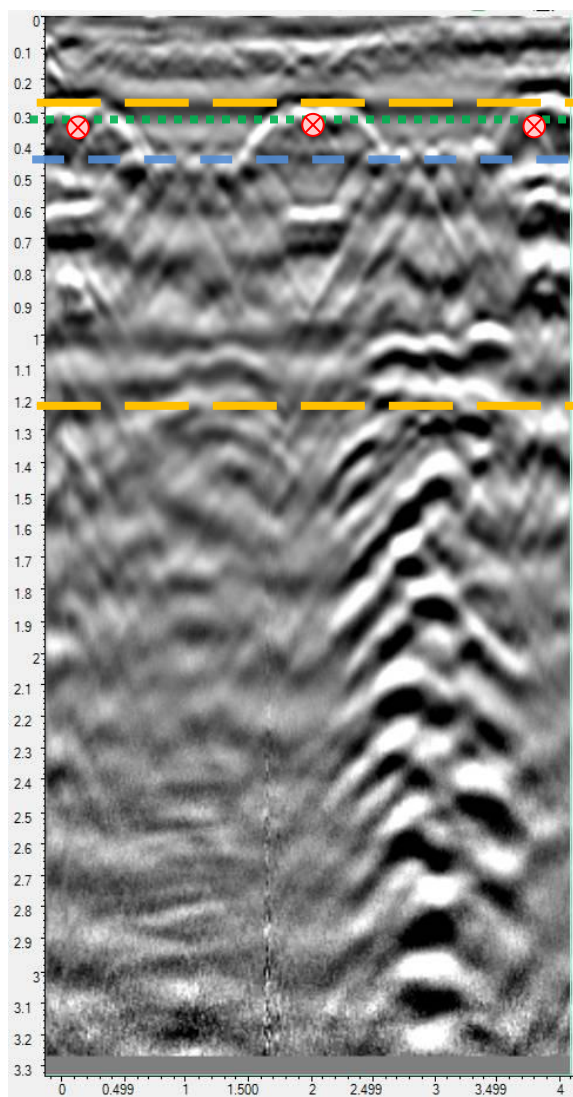
⊗ Tondini d'armatura ravvicinati

■ Pilastro/Spalla di c.a

GEORADAR | Sezioni trasversali degli appoggi

9 | Appoggio intermedio

13 | Appoggio spalla



Legenda:

— — — Armatura inferiore della soletta di c.a.

+ Tondini d'armatura

— Intradosso trave trasversale di c.a.

— . Profilo della sezione di c.a.

..... Armatura superiore delle travi di c.a.

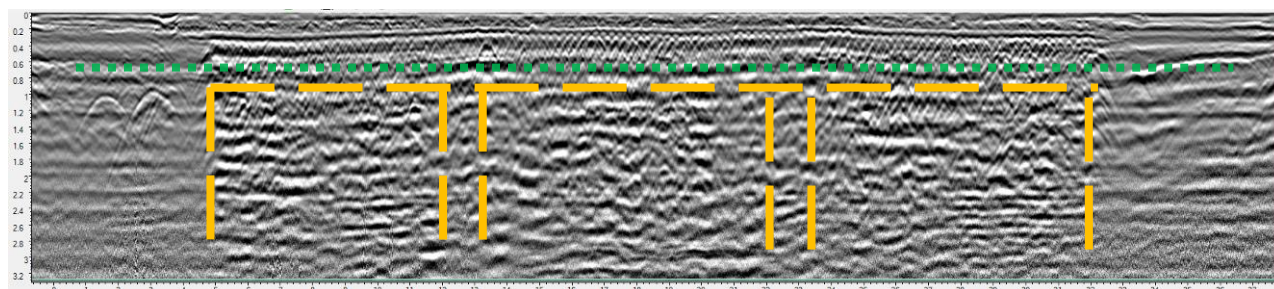
⊗ Tondini d'armatura ravvicinati

Pilastro/Spalla di c.a.

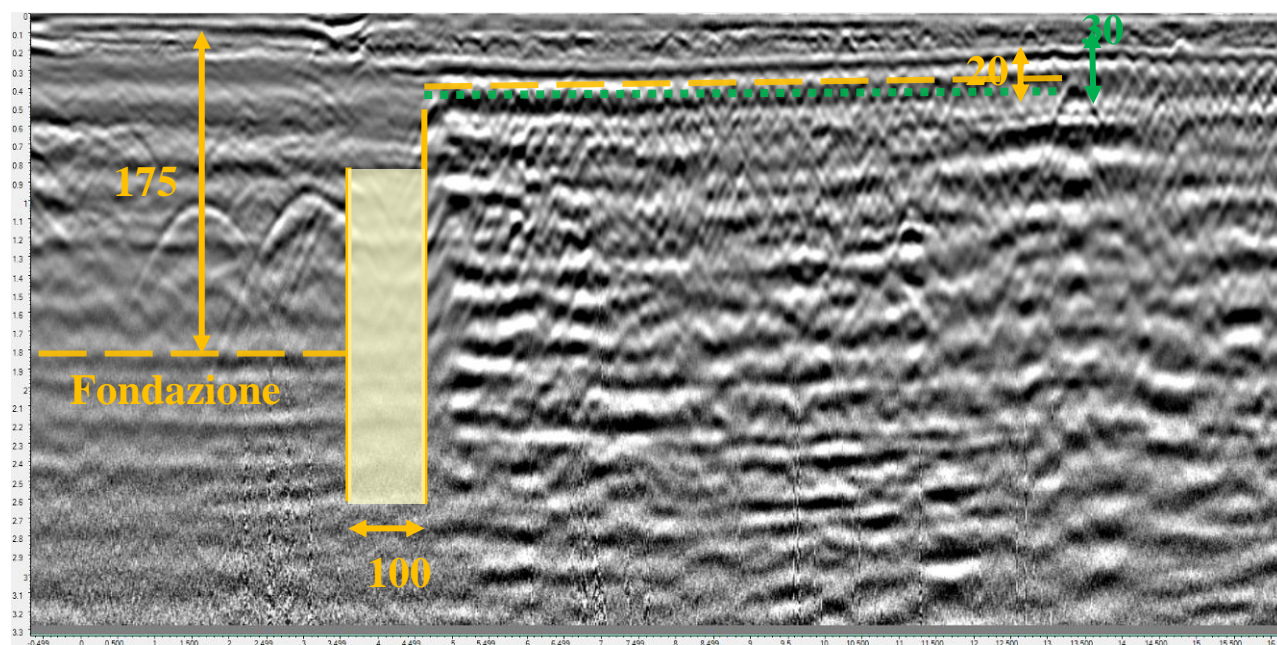
GEORADAR | Sezione longitudinale su trave laterale

1 | Direzione da DX → SX

Profilo longitudinale della trave



Spalla DX



Legenda:

— — — Armatura inferiore della soletta di c.a.



Tondini d'armatura



Intradosso trave trasversale di c.a.

— . Profilo della sezione di c.a

..... Armatura superiore delle travi di c.a.



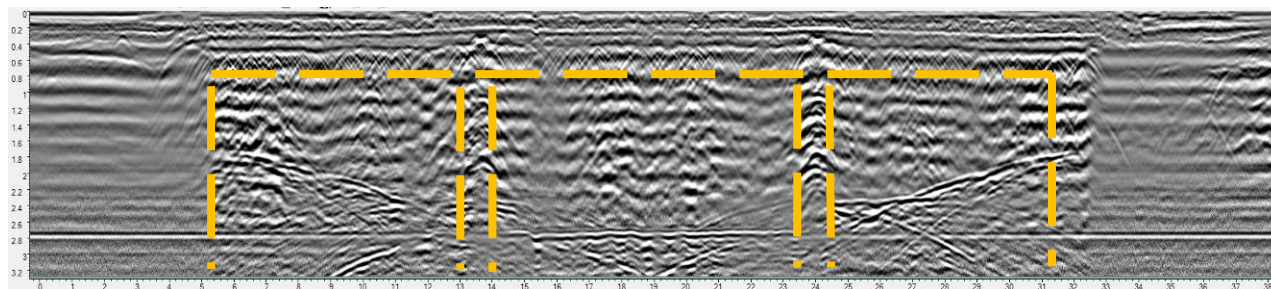
Tondini d'armatura ravvicinati

■ Pilastro/Spalla di c.a

GEORADAR | Sezione longitudinale su trave laterale

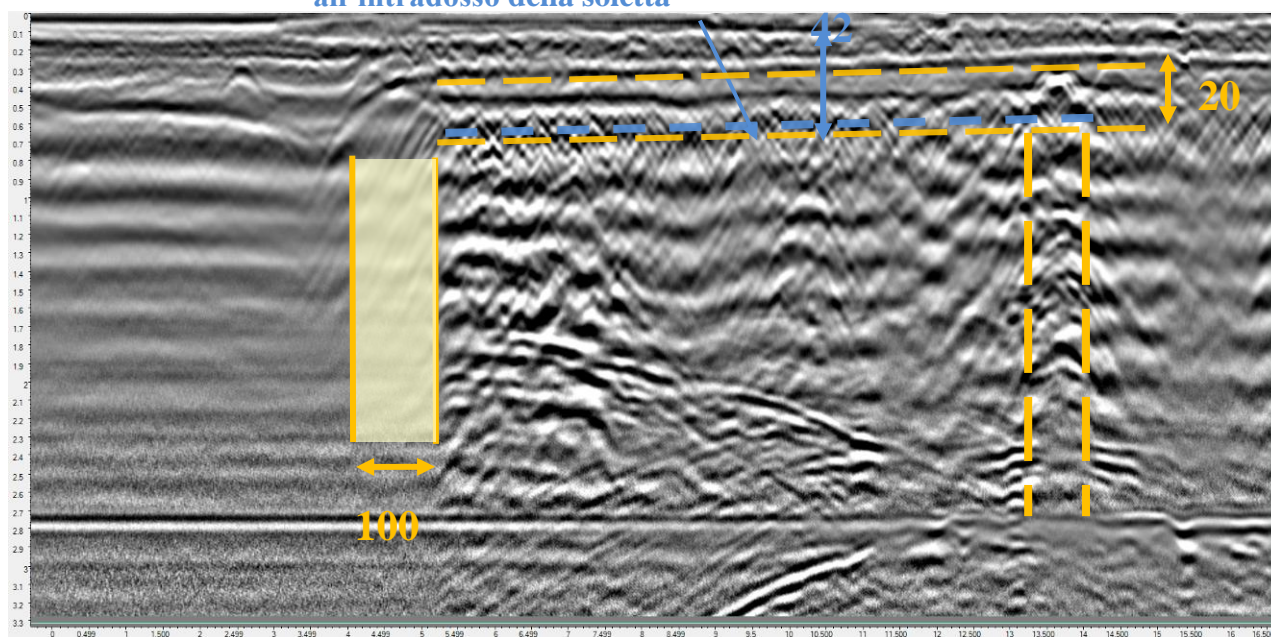
4 | Direzione da SX → DX

Profilo longitudinale della soletta



Spalla SX

Passo 10 cm armatura
all'intradosso della soletta



Legenda:

— — — Armatura inferiore della soletta di c.a.

+ Tondini d'armatura

— Intradosso trave trasversale di c.a.

— . Profilo della sezione di c.a

..... Armatura superiore delle travi di c.a.

⊗ Tondini d'armatura ravvicinati

■ Pilastro/Spalla di c.a

5. PROVA DINAMICA

5.1 ATTREZZATURA DI PROVA E MODALITÀ DI REGISTRAZIONE

Le prove dinamiche sono consistite nella misura delle vibrazioni di tipo ambientale, in cui l'eccitazione è data da fattori quali vento, traffico sulla viabilità limitrofa, microtremori, ecc. oltre a vibrazioni indotte dai passaggi di veicoli fatti transitare al centro della carreggiata ove, al fine di dare maggior corpo alle vibrazioni generate, era stato posizionato un dosso artificiale in materiale plastico. Per ogni misurazione condotta è stata quindi registrata la risposta degli impalcati oggetto di prova per poi effettuare, attraverso tecniche di analisi modale operativa (OMA) e/o analisi dinamica nel dominio delle frequenze, la stima delle grandezze che caratterizzano la risposta dinamica della struttura.

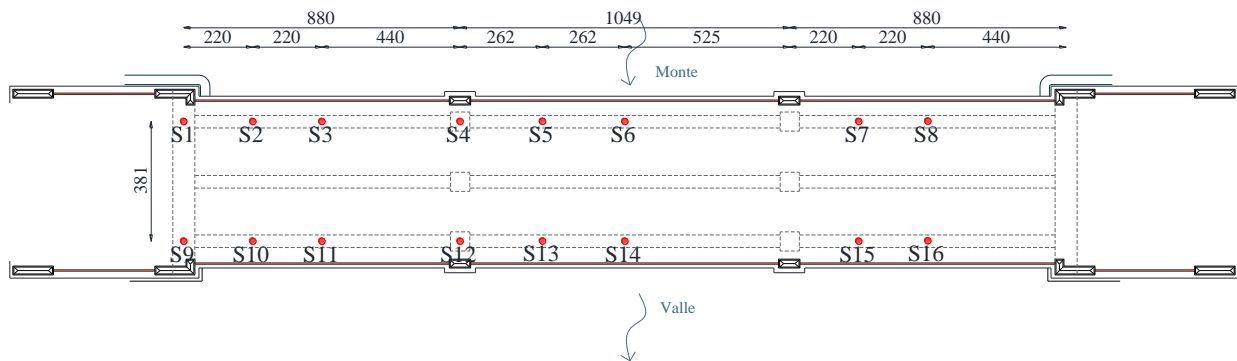
Con riferimento allo schema grafico di seguito riportato, sono stati installati n. 16 accelerometri disposti in direzione verticale all'estradosso dell'impalcato (8 per ogni lato).

Sensori accelerometrici

Per quanto concerne la caratterizzazione degli accelerometri utilizzati, sono stati impiegati accelerometri ICP 393B12 della PCP Piezotronics, caratterizzati da elevata sensibilità (10 V/g), risoluzione dell'ordine di $8 \times \mu\text{g}$ rms capaci di operare nel campo di frequenza sino a 2000 Hz. Le caratteristiche principali dei sensori utilizzati sono:

▪ . Costruttore:	PCP Piezotronics (USA)	
▪ . Modello:	ICP (M) 393B12	
▪ . Principio di funzionamento:	piezoelettrico con elemento sensibile in ceramica	
▪ . Campo di misura:	0,5 g_{peak}	5 (m/s^2) peak
▪ . Campo di frequenza (5 %):	0,15 ÷ 1000 Hz	
▪ . Campo di frequenza (10 %):	0,10 ÷ 2000 Hz	
▪ . Frequenza di risonanza:	> 12 khz	
▪ . Sensibilità:	10 V/g	1 (V)/(m/s^2)
▪ . Sensibilità trasversale:	< 7 %	
▪ . Risoluzione:	> $8 \times \mu\text{g}$ rms	80 ($\mu\text{m/s}^2$) rms
▪ . Limite di accelerazione allo shock:	5.000 g	50.000 m/s^2
▪ . Alimentazione:	18 ÷ 30 Vdc	
▪ . Non linearità ed isteresi:	< ± 1 %	
▪ . Massa:	210 grammi	

In relazione alla conformazione della struttura da esaminare e al comportamento dinamico atteso sono stati monitorati complessivamente n. 16 punti, come di seguito schematizzato:



Schema posizione sensori per prova dinamica

5.2 SISTEMA DI REGISTRAZIONE

I singoli trasduttori sono stati collegati in cascata ad un “condizionatore di segnale”, ad un filtro antialiasing con frequenza di taglio pari a 50 Hz e infine al sistema di registrazione vero e proprio.

Il monitoraggio è stato effettuato il giorno 12/08/2019.

Sistema di acquisizione basato su standard Quantum X della HBM a 24 bit in grado di assicurare un'elevata risoluzione nella registrazione di segnali di ampiezza anche di molto piccola quali quelli determinati dall'eccitazione ambientale.

Tutti i sensori di misura sono stati acquisiti contemporaneamente mediante specifico sistema di acquisizione dinamico multicanale.

La frequenza di campionamento è stata assunta pari a $f_s=200$ Hz e i dati sono stati registrati in file di durata pari a 30 minuti (1800 sec – 180000 punti).

5.3 L'ELABORAZIONE DEI DATI

I dati registrati sono stati elaborati con il programma: “Operational Modal Analysis “ sviluppato da LMS che permette l'individuazione del numero di modi presenti nell'intervallo di frequenza analizzato, la stima dei parametri modali con la tecnica nota come Polimax e la successiva individuazione di alcuni indici per una valutazione dell'affidabilità delle stime effettuate.

L'elaborazione è stata sviluppata secondo i seguenti passi.

A) Scelta dell'intervallo di registrazione da utilizzare per le elaborazioni

Poiché l'eccitazione ambientale presenta le caratteristiche tipiche di un segnale random non stazionario con la sovrapposizione in alcuni casi di transitori di tipo impulsivo dovuti ad attività antropica, è stata dapprima effettuata una verifica della qualità delle registrazioni per una scelta degli intervalli durante i quali l'eccitazione mostrava maggior regolarità e fosse comunque di intensità sufficiente ad eccitare i modi principali della struttura.

B) Calcolo della matrice della Densità Spettrale di Potenza

La matrice delle densità spettrali è il punto di partenza per l'utilizzo dell'algoritmo Polimax; fra le diverse tecniche disponibili per il calcolo della densità spettrale di un processo random, avendo a disposizione un numero elevato di campioni, si è fatto uso del metodo classico che determina la densità spettrale come media delle densità spettrali di ogni singolo campione.

Pertanto il calcolo è stato eseguito nel modo seguente:

- applicazione ad ogni singolo campione della finestra di Hanning
- calcolo della trasformata di Fourier discreta di ogni campione definita come:

$$DFT_x^i = \sum_{n=0}^{N-1} x_n^i \cdot e^{-\frac{2\pi i}{N} kn}, \quad k = 0, \dots, N-1$$

- calcolo della densità spettrale del campione i-esimo

$$PSD_{xx}^i = \frac{1}{T} \cdot (DFT_x^i)^* \cdot DFT_x^i \quad \text{densità spettrale di potenza diretta per la time history } x_n$$

$$PSD_{xy}^i = \frac{1}{T} \cdot (DFT_x^i)^* \cdot DFT_y^i \quad \text{densità spettrale di potenza incrociata tra le time history } x_n \text{ e } y_n$$

essendo :

$(DFT_x)^*$ e $(DFT_y)^*$ i complessi coniugati rispettivamente di DFT_x e DFT_y

- calcolo della densità spettrale dell'intero processo

$$PSD_{xx} = \frac{1}{N} \sum_i PSD_{xx}^i \quad PSD_{xy} = \frac{1}{N} \sum_i PSD_{xy}^i$$

Poiché il calcolo della trasformata di Fourier è stato eseguito utilizzando un numero di punti $N_p = 8192$ sui 180000 disponibili l'effettiva durata della registrazione è risultata essere di 82 s e conseguentemente la risoluzione in frequenza è stata pari a 0.01 Hz, valore del tutto adeguato per cogliere in modo accurato il comportamento dinamico della struttura.

C) L'identificazione modale con il metodo Polimax

Il metodo utilizzato per la determinazione dei parametri modali, sviluppato da LMS, è noto come "PoliMax Modal Parameter Estimation Method" e permette, a partire dalla conoscenza degli spettri della risposta, di determinare i poli (frequenze proprie); tali parametri vengono ottenuti attraverso la minimizzazione di una opportuna funzione errore una volta scelto l'ordine (e quindi il numero di poli) con cui può essere decomposta la matrice delle densità spettrali.

In pratica il processo di individuazione dei modi procede partendo da modelli che hanno un ordine molto superiore rispetto ai modi presumibilmente presenti nel campo di frequenza esplorato ed escludendo poi attraverso il ricorso al diagramma di stabilizzazione i modi spuri (introdotti cioè dal metodo di calcolo) da quelli fisici.

Tale scelta si opera ricalcolando i parametri di modelli il cui ordine viene di volta in volta diminuito; nel corso di questo processo soltanto i poli effettivi del sistema rimangono stabili.

D) Validazione dei dati

Il grado di confidenza sui valori dei parametri modali estratti con il metodo Polimax può essere valutato tramite il calcolo di una serie di indici; fra questi il più significativo è l'indicatore MAC.

Modal Assurance Criterion (MAC)

L'indicatore MAC per due vettori complessi X e Y assume un valore prossimo ad 1 se fra i due vettori esiste una relazione lineare mentre assume un valore circa 0 per vettori linearmente indipendenti; applicato alle forme modali stimate permette dunque una verifica della loro ortogonalità.

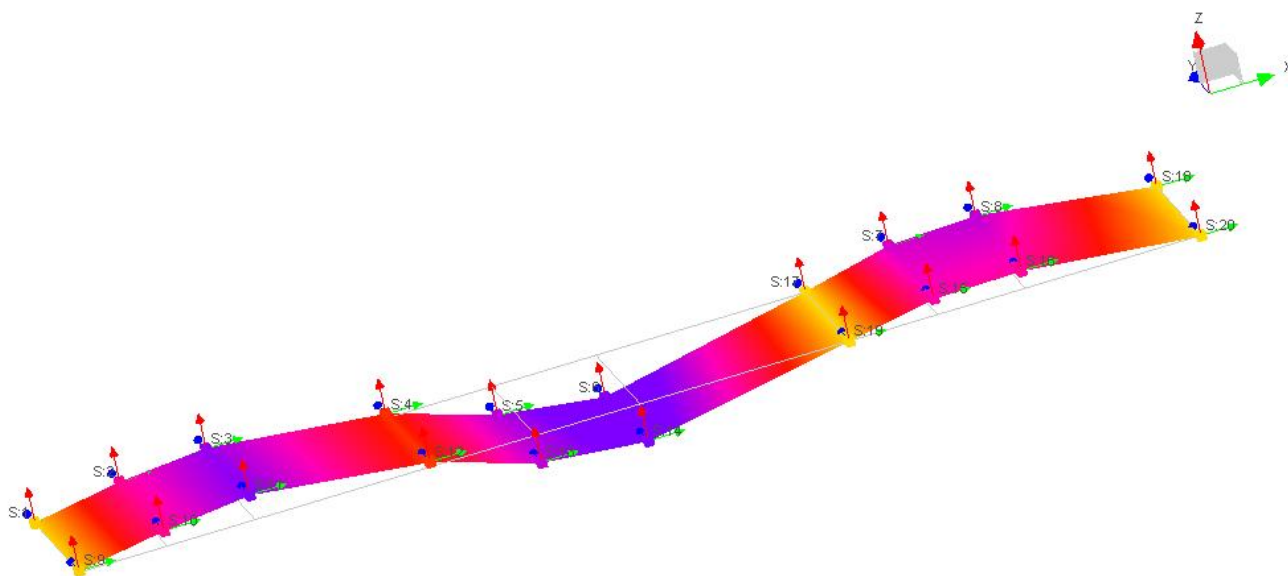
5.4 I MODI SPERIMENTALI INDIVIDUATI

Il processo di analisi della risposta ambientale del serbatoio ha portato ad individuare i primi n. 2 modi principali. La tabella successiva riporta la frequenza propria di ciascun modo individuato, oltre a descrivere in modo indicativo la deformata:

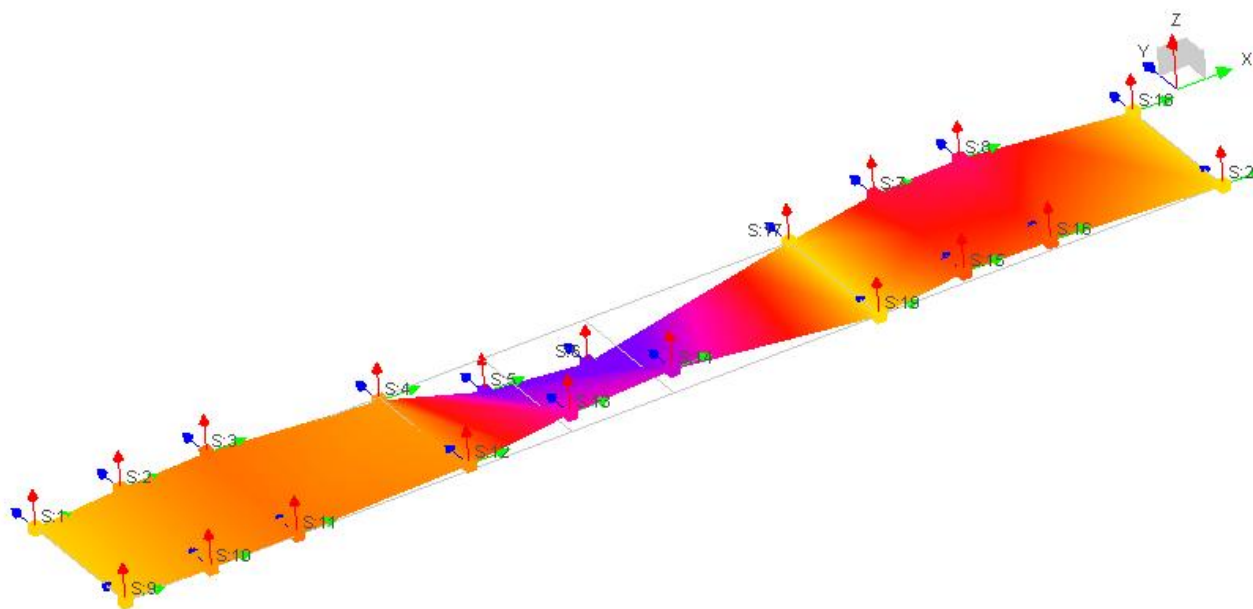
Modo	Frequenza	Deformata indicativa
N° 1	15.42 Hz	Modo proprio di vibrare di natura flessionale. Tutti i punti monitorati appartenenti alla stessa campata sono in fase tra loro. I sensori della campata centrale risultano controfase rispetto ai sensori posizionati sulle campate laterali.
N° 2	18,76 Hz	Modo proprio di vibrare di natura torsionale. In tutte le campate, i sensori posizionati sul lato di monte risultano in controfase rispetto ai sensori posizionati sul lato di valle.

Risultati dell'analisi modale

Di seguito vengono riportate le forme modali individuate in precedenza.



Modo 1 – Frequenza 15,42 Hz



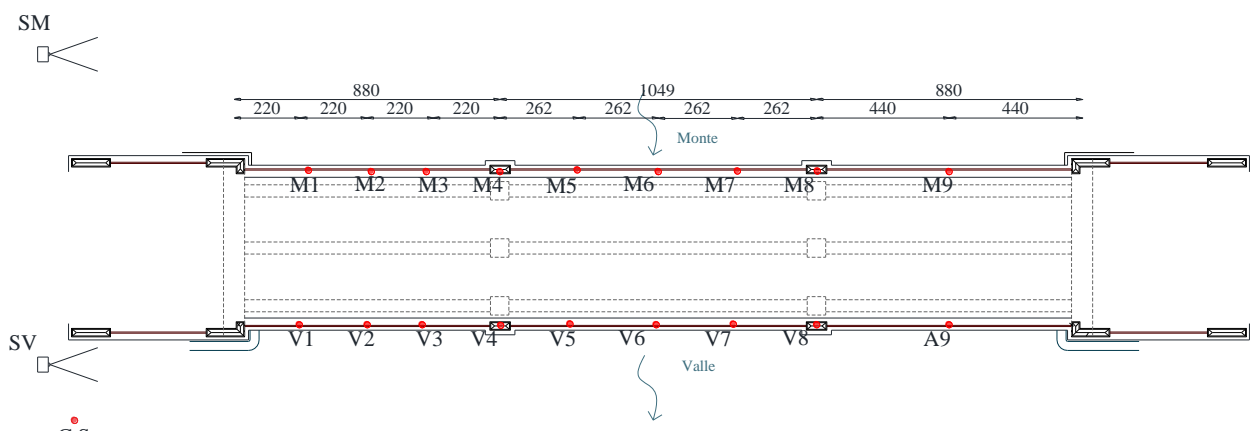
Modo 2 – Frequenza 18,76 Hz

6. PROVA DI CARICO STATICA

6.1 MODALITÀ ESECUTIVE

Per la misura delle deflessioni del manufatto in esame sono stati utilizzati n.2 livelli ottici di precisione con letture alle stadie su codici a barre (posizionati nelle stazioni SV e SM), con i quali sono stati tracciati i punti di misura collocati rispettivamente lungo lo sviluppo di valle e di monte del ponte.

In particolare, con riferimento al disegno sotto riportato, i punti di misura sono stati in numero pari a 18, in ragione di n. 9 + 9 mire contrapposte a monte e a valle.



Schema della posizione delle stadie

Nel dettaglio i sensori sono stati posizionati come di seguito elencato:

- c.s. è il punto di riferimento esterno;
- S è il punto di stazione;
- M1÷9 e V1÷9 sono i punti di misura;

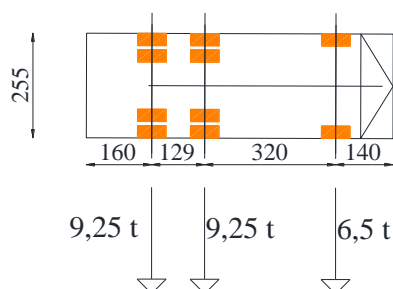
Le letture degli spostamenti verticali sono state eseguite con livello ottico con codice a barre, risoluzione dell'ordine del 1/10 di mm. Di seguito si presentano alcune immagini relative alla strumentazione utilizzata per l'esecuzione della prova.



Livello ottico

La prove di carico statiche sono state eseguite utilizzando come carico il seguente autocarro a 3 assi di cui in seguito si riportano le pesature ed il figurino geometrico.

Veicolo: TARGA MI 7Z4450



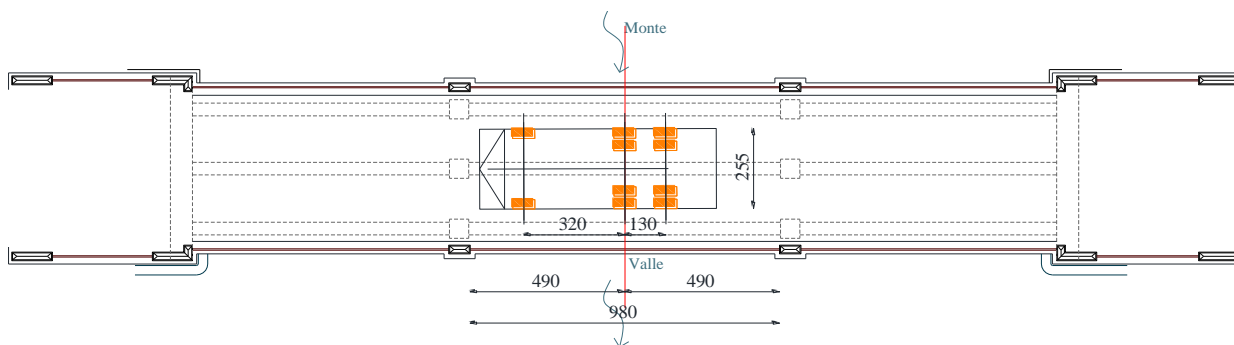
Figurino veicolo targato MI 7Z4450

<p>1° ASSE</p> <p>ID: NUMERO: TARGA: 40 7249</p> <p>15-OTT-2019 07:45 BIL 1 PRIMO PESO 6500 kg</p> <p>GERVASI SOCIETÀ PER AZIONI</p> <p>GERVASI MARIO S.r.l. - Via S. Pertini, 58 Codogno (LO) - Tel. e Fax 0377.437131</p>	<p>LOLLO</p> <p>ID: NUMERO: TARGA: 39 7248</p> <p>15-OTT-2019 07:44 BIL 1 PRIMO PESO 24960 kg</p> <p>GERVASI SOCIETÀ PER AZIONI</p> <p>GERVASI MARIO S.r.l. - Via S. Pertini, 58 Codogno (LO) - Tel. e Fax 0377.437131</p>	<p>TARGA</p> <p>ID: NUMERO: TARGA: 38 7244</p> <p>15-OTT-2019 07:21 BIL 1 PRIMO PESO 13740 kg</p> <p>GERVASI SOCIETÀ PER AZIONI</p> <p>GERVASI MARIO S.r.l. - Via S. Pertini, 58 Codogno (LO) - Tel. e Fax 0377.437131</p>
--	---	---

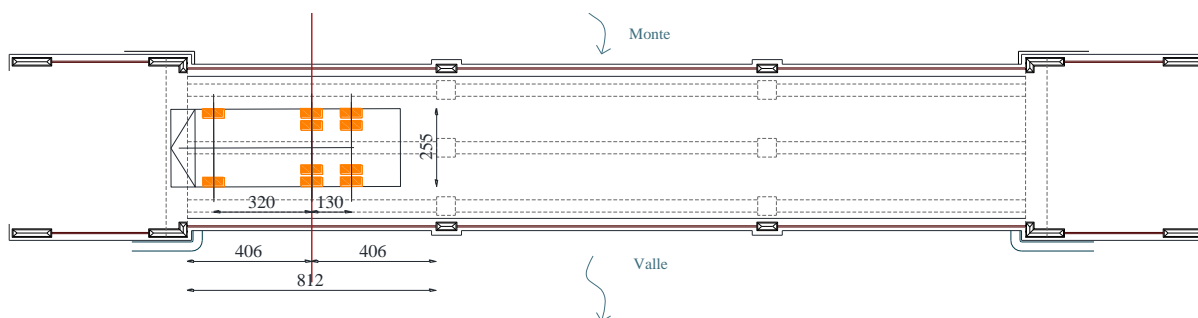
Pesatura veicolo targato MI 7Z4450

6.2 SCHEMI DI CARICO

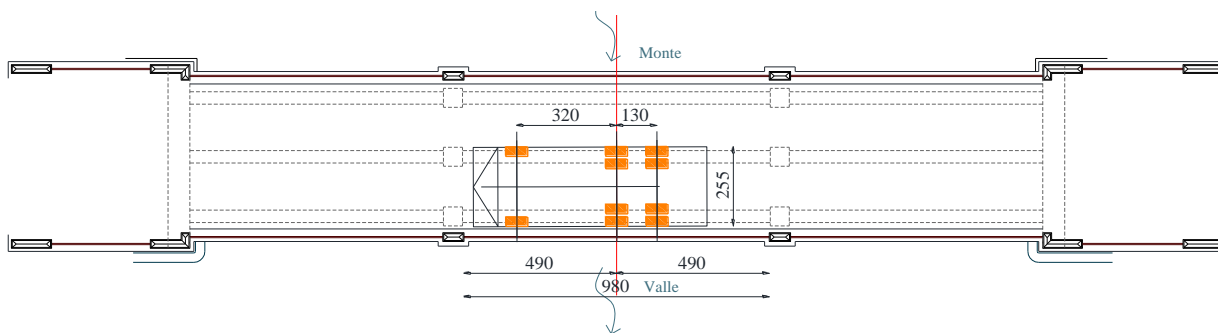
Le prove di carico statica è stata eseguita applicando in successione gli schemi di carico di seguito riportati.



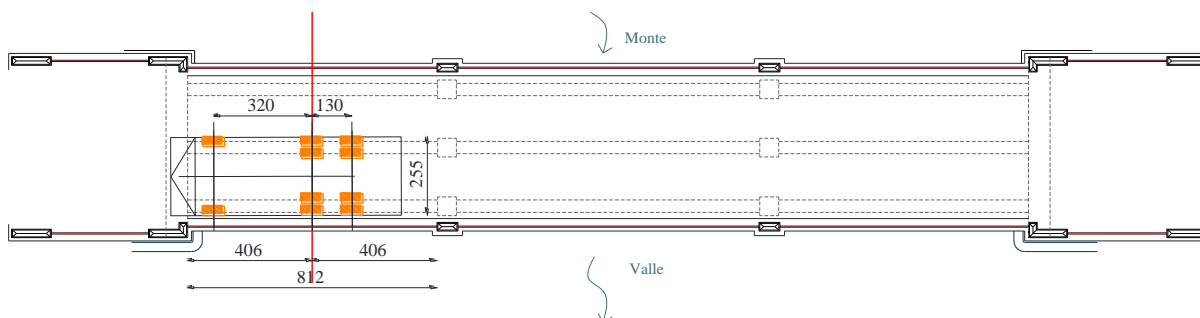
Schema 1



Schema 2



Schema 3



Schema 4

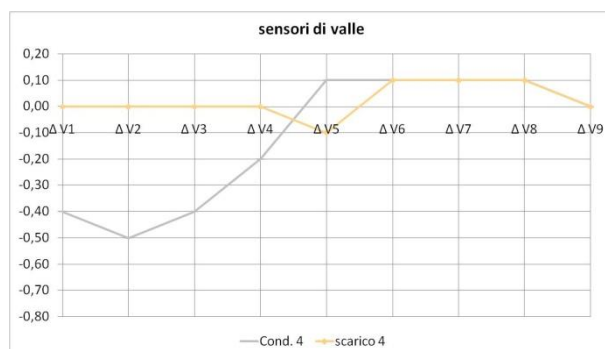
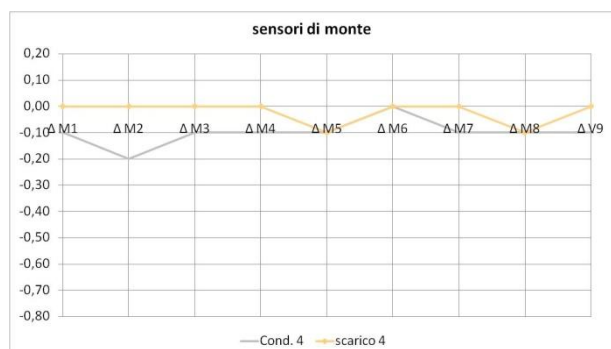
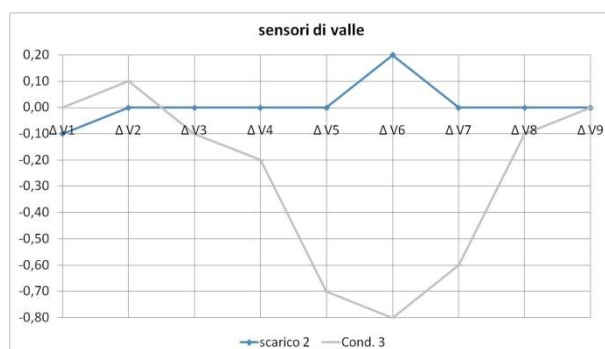
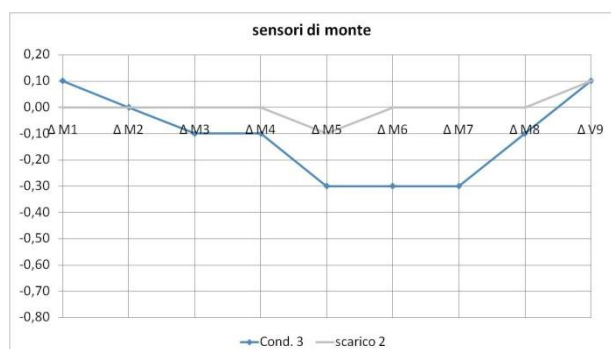
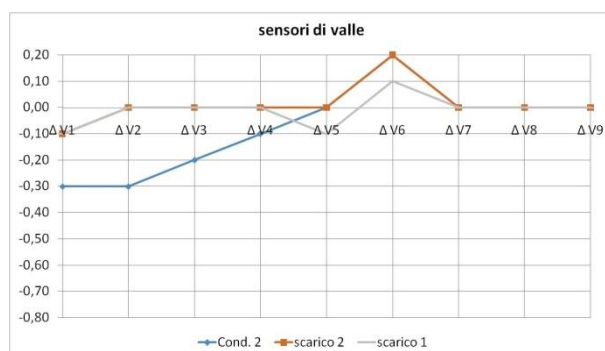
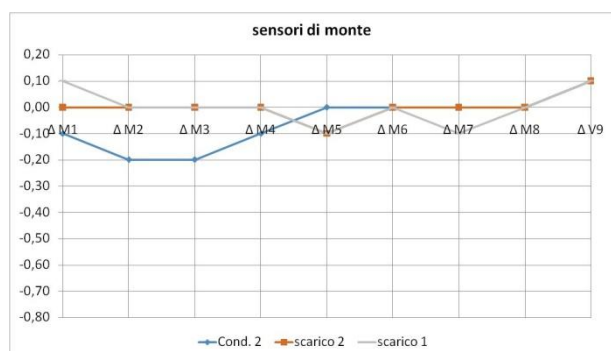
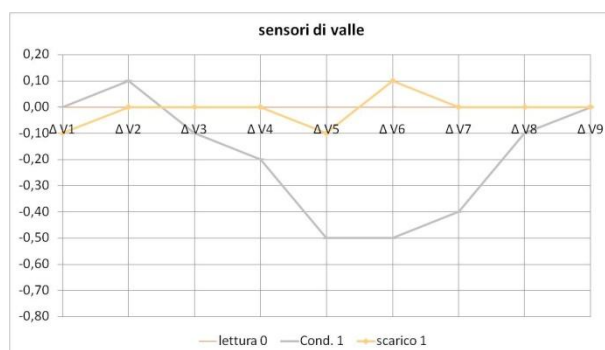
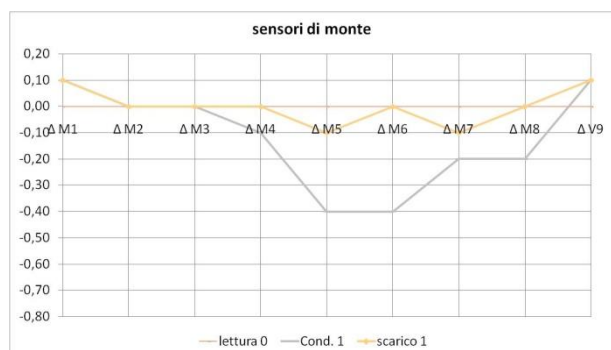
6.3 RISULTATI OTTENUTI

Vengono di seguito riportate le misure ed il grafico dell'andamento delle frecce rilevate nel corso dell'intera prova per le diverse fasi di carico depurate della lettura iniziale eseguita a ponte scarico.

SENSORI LATO MONTE										
Condizione di carico	Δ C.S.	Δ M1	Δ M2	Δ M3	Δ M4	Δ M5	Δ M6	Δ M7	Δ M8	Δ M9
	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]
lettura 0	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
Cond. 1	0,10	0,10	0,00	0,00	-0,10	-0,40	-0,40	-0,20	-0,20	0,10
scarico 1	0,10	0,10	0,00	0,00	0,00	-0,10	0,00	-0,10	0,00	0,10
Cond. 2	0,10	-0,10	-0,20	-0,20	-0,10	0,00	0,00	0,00	0,00	0,10
scarico 2	0,10	0,00	0,00	0,00	0,00	-0,10	0,00	0,00	0,00	0,10
Cond. 3	0,10	0,10	0,00	-0,10	-0,10	-0,30	-0,30	-0,30	-0,10	0,10
Cond. 4	0,00	-0,10	-0,20	-0,10	-0,10	-0,10	0,00	-0,10	-0,10	-0,10
scarico 4	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	-0,10	0,00	0,00	-0,10	0,00

SENSORI LATO VALLE										
Condizione di carico	Δ C.S.	Δ V1	Δ V2	Δ V3	Δ V4	Δ V5	Δ V6	Δ V7	Δ V8	Δ V9
	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]
lettura 0	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
Cond. 1	0,10	0,00	0,10	-0,10	-0,20	-0,50	-0,50	-0,40	-0,10	0,00
scarico 1	0,20	-0,10	0,00	0,00	0,00	-0,10	0,10	0,00	0,00	0,00
Cond. 2	0,20	-0,30	-0,30	-0,20	-0,10	0,00	0,20	0,00	0,00	0,00
scarico 2	0,20	-0,10	0,00	0,00	0,00	0,00	0,20	0,00	0,00	0,00
Cond. 3	0,20	0,00	0,10	-0,10	-0,20	-0,70	-0,80	-0,60	-0,10	0,00
Cond. 4	0,10	-0,40	-0,50	-0,40	-0,20	0,10	0,10	0,10	0,10	0,00
scarico 4	0,10	0,00	0,00	0,00	0,00	-0,10	0,10	0,10	0,10	0,00

Si riportano ora i diagrammi relativi alle deflessioni registrate sulle mire a valle e a monte lungo l'asse longitudinale del ponte, nei differenti schemi di carico.



Di seguito si riportano alcune immagini che raffigurano alcuni degli schemi di carico eseguiti.



Schema 1



Schema 2



Schema 3

RAPPORTO TECNICO DI PROVA

Indagini Diagnostiche e Conoscitive, prova dinamica e prova di carico statica sul Ponte n° 3 di proprietà AIPO, sito nel comune di Castelnuovo Bocca d'Adda (LO)

ALLEGATI

1. RAPPORTI DI PROVA
2. PIANO DELLE INDAGINI
3. TAVOLE DEI DETTAGLI COSTRUTTIVI
4. TAVOLE DELL'ANALISI E DELLA LETTURA DEL DEGRADO

Laboratorio Prove Materiali

Pag. 1 di 1

RAPPORTO DI PROVA
n. RdP/19/0927/CS-10

Autorizzazione

Decreto Ministeriale n. 0000049

Art. 20 - Legge 5-11-71 n. 1086

Art. 59 - D.P.R. 06-06-01 n. 380

PROVA DI COMPRESSIONE
su provini di calcestruzzo

Committente: P&P CONSULTING ENGINEERS srl – VIA PASTRENCO, 9 – 24068 SERIATE (BG)

Richiesta : Lettera del 24.07.2019 Accettazione n. : 0927

Oggetto : N. 7 carote di calcestruzzo Resistenza caratteristica dichiarata [MPa] : NON DICHIARATO

Cemento dichiarato : Dosaggio [kg/m³] :

Luogo del prelievo : PONTI SUL COLATORE GRANDIOLO IN COMUNE DI CASTELNUOVO BOCCA D'ADDA (LO)

Opera: C1.2÷C2.2: SPALLE - C1.3÷C5.3: PILASTRI – SPALLE - FONDAZIONI

Committente dell'opera : AIPO

Impresa costruttrice :

Denuncia:

Direttore lavori : Richiesta prove firmata dal Direttore Lavori : NO

Data ricevimento provini : 25.07.2019 Data di prova : 29.07.2019

Norma di riferimento : NTC 2018 - UNI EN 12390-1:2012 - UNI EN 12390-7:2009 - UNI EN 12390-3:2009

PROVINO n.	DATA PRELIEVO DICHIARATA	CONTRASSEGNI SUI PROVINI	SPIANATURA PROVINI (*)	DIMENSIONI (mm)		MASSA VOLUMICA [kg/m ³]	RESISTENZA A COMPRESSIONE [MPa]	TIPO DI ROTTURA (**)
				Ø	h			
1	11.06.2019	C1.2	SI	75	75	2210	15,4	S
2	11.06.2019	C2.2	SI	75	75	2080	4,6	S
3	11.06.2019	C1.3	SI	75	75	2100	12,7	S
4	11.06.2019	C2.3	SI	75	75	2280	28,1	S
5	11.06.2019	C3.3	SI	75	75	2270	27,4	S
6	11.06.2019	C4.3	SI	75	75	2310	33,7	S
7	11.06.2019	C5.3	SI	75	75	2300	22,7	S

(*) Spianatura provini: SI = effettuata; NO = provino conforme alla norma di riferimento.

(**) Tipo di rottura : S = soddisfacente (bitronco-conica); A÷K = non soddisfacente (UNI EN 12390-3, fig. 4)

Note:

Seriate, li 01.08.2019

Lo Sperimentatore

Il Direttore del Laboratorio
(Belotti ing. Ivan)

Il presente Rapporto di prova non costituisce certificato utile ai fini della procedura prevista dalla legge 1086/71.

I risultati contenuti nel presente Rapporto si riferiscono esclusivamente all'oggetto provato.

Il documento non può essere riprodotto parzialmente, salvo approvazione scritta del Laboratorio.

Laboratorio Prove Materiali

Pag. 1 di 1

RAPPORTO DI PROVA
n. RdP/19/0927/CS-09

Autorizzazione

Decreto Ministeriale n. 0000049

Art. 20 - Legge 5-11-71 n. 1086

Art. 59 - D.P.R. 06-06-01 n. 380

PROVA DI COMPRESSIONE

su provini di calcestruzzo

Committente: P&P CONSULTING ENGINEERS srl – VIA PASTRENCO, 9 – 24068 SERIATE (BG)

Richiesta : Lettera del 24.07.2019 Accettazione n. : 0927

Oggetto : N. 9 carote di calcestruzzo Resistenza caratteristica dichiarata [MPa] : NON DICHIARATO

Cemento dichiarato : Dosaggio [kg/m³] :

Luogo del prelievo : PONTI SUL COLATORE GRANDIOLO IN COMUNE DI CASTELNUOVO BOCCA D'ADDA (LO)

Opera: C1.1÷C10.1: PILASTRI – SPALLE - FONDAZIONI

Committente dell'opera : AIPO

Impresa costruttrice :

Denuncia:

Direttore lavori : Richiesta prove firmata dal Direttore Lavori : NO

Data ricevimento provini : 25.07.2019 Data di prova : 29.07.2019

Norma di riferimento : NTC 2018 - UNI EN 12390-1:2012 - UNI EN 12390-7:2009 - UNI EN 12390-3:2009

PROVINO	DATA PRELIEVO DICHIARATA	CONTRASSEGNI SUI PROVINI	SPIANATURA PROVINI	DIMENSIONI		MASSA VOLUMICA	RESISTENZA A COMPRESSIONE	TIPO DI ROTTURA
n.			(*)	[mm]		[kg/m³]	[MPa]	(**)
				Ø	h			
1	10.06.2019	C1.1	SI	75	75	2160	31,3	S
2	10.06.2019	C2.1	SI	75	75	2300	56,6	S
3	10.06.2019	C3.1	SI	75	75	2300	46,9	S
4	10.06.2019	C5.1	SI	75	75	2060	7,1	S
5	10.06.2019	C6.1	SI	75	75	2150	18,8	S
6	10.06.2019	C7.1	SI	75	75	2280	41,3	S
7	10.06.2019	C8.1	SI	75	75	2280	41,8	S
8	10.06.2019	C9.1	SI	75	75	2160	21,9	S
9	10.06.2019	C10.1	SI	75	75	2110	16,9	S

(*) Spianatura provini: SI = effettuata; NO = provino conforme alla norma di riferimento.

(**) Tipo di rottura : S = soddisfacente (bitronco-conica); A+K = non soddisfacente (UNI EN 12390-3, fig. 4)

Note:

Seriate, lì 01.08.2019

Lo Sperimentatore

Il Direttore del Laboratorio
(Belotti ing. Ivan)

Il presente Rapporto di prova non costituisce certificato utile ai fini della procedura prevista dalla legge 1086/71.

I risultati contenuti nel presente Rapporto si riferiscono esclusivamente all'oggetto provato.

Il documento non può essere riprodotto parzialmente, salvo approvazione scritta del Laboratorio.

Laboratorio Prove Materiali
Pag. 1 di 1**RAPPORTO DI PROVA**
n. RdP/19/0927/CS-11Autorizzazione
Decreto Ministeriale n. 0000049
Art. 20 - Legge 5-11-71 n. 1086
Art. 59 - D.P.R. 06-06-01 n. 380**PROVA DI COMPRESSIONE**
su provini di calcestruzzo

Committente: P&P CONSULTING ENGINEERS srl – VIA PASTRENGO, 9 – 24068 SERIATE (BG)

Richiesta: Lettera del 24.07.2019 Accettazione n.: 0927

Oggetto: N. 7 carote di calcestruzzo Resistenza caratteristica dichiarata [MPa]: NON DICHIARATO

Cemento dichiarato: Dosaggio [kg/m³]:

Luogo del prelievo: PONTI SUL COLATORE GRANDIOLO IN COMUNE DI CASTELNUOVO BOCCA D'ADDA (LO)

Opera: C1.4÷C7.4: PILASTRI – SPALLE - FONDAZIONI

Committente dell'opera: AIPO

Impresa costruttrice:

Denuncia:

Direttore lavori: Richiesta prove firmata dal Direttore Lavori: NO

Data ricevimento provini: 25.07.2019 Data di prova: 29.07.2019

Norma di riferimento: NTC 2018 - UNI EN 12390-1:2012 - UNI EN 12390-7:2009 - UNI EN 12390-3:2009

PROVINO n.	DATA PRELIEVO DICHIARATA	CONTRASSEGNI SUI PROVINI	SPIANATURA PROVINI (*)	DIMENSIONI [mm]		MASSA VOLUMICA [kg/m ³]	RESISTENZA A COMPRESSIONE [MPa]	TIPO DI ROTTURA (**)
				Ø	h			
1	13.06.2019	C1.4	SI	75	75	2280	22,4	S
2	13.06.2019	C2.4	SI	75	75	2270	29,2	S
3	13.06.2019	C3.4	SI	75	75	2230	19,5	S
4	13.06.2019	C4.4	SI	75	75	2320	36,7	S
5	13.06.2019	C5.4	SI	75	75	2360	29,2	S
6	13.06.2019	C6.4	SI	75	75	2220	13,7	S
7	13.06.2019	C7.4	SI	75	75	2180	23,3	S

(*) Spianatura provini: SI = effettuata; NO = provino conforme alla norma di riferimento.

(**) Tipo di rottura: S = soddisfacente (bitronco-conica); A÷K = non soddisfacente (UNI EN 12390-3, fig. 4)

Note:

Seriate, li 01.08.2019

Lo Sperimentatore

Il Direttore del Laboratorio
(Belotti ing. Ivan)

Il presente Rapporto di prova non costituisce certificato utile ai fini della procedura prevista dalla legge 1086/71.
I risultati contenuti nel presente Rapporto si riferiscono esclusivamente all'oggetto provato.
Il documento non può essere riprodotto parzialmente, salvo approvazione scritta del Laboratorio.

Laboratorio Prove Materiali

Pag. 1 di 1

RAPPORTO DI PROVA**n. RdP/19/1215/FE-03**

Autorizzazione

Decreto Ministeriale n. 0000049

Art. 20 - Legge 5-11-71 n. 1086

Art. 59 - D.P.R. 06-06-01 n. 380

PROVE SU BARRE D'ARMATURA

Committente : P&P CONSULTING ENGINEERS srl – VIA PASTRENCO, 9 – 24068 SERIATE (BG)

Richiesta : Lettera del 03.10.2019 Accettazione n. : 1215

Oggetto: n.7 barre lisce da c.a. normale: Produttore : NON DICHIARATO

Tipo di acciaio : N.D. Diametro nominale: 12-24-12-12-6-12-20 mm

Luogo del prelievo : PONTI SUL COLLETTORE GANDIOLO – CASTELNUOVO BOCCA D'ADDA (LO)

Opera:

Committente dell'opera : AIPO – VIA TARAMELLI, 12 - MILANO

Impresa costruttrice :

Denuncia:

Direttore lavori : Richiesta prove firmata dal Direttore Lavori : NO

Data ricevimento provini: 07.10.2019 Data di prova: 08.10.2019

Norma di riferimento: NTC 2018 - UNI-EN 15630-1:2010

Marchio di identificazione: Ø

Ø

Ø

BARRA		CONTROLLO DIMENSIONALE		PROVA DI TRAZIONE					PROVA DI PIEGAMENTO		AREA RELATIVA DI NERVATURA [f_t]
Ø	n°	Sezione [mm ²]	Massa [kg/m]	Tensione di snervamento f_y [MPa]	Tensione di rottura f_t [MPa]	f_y / f_{yk}	f_t / f_y	Allungamento A_{gt} [%]	Diametro mandrino [mm]	Esito	
12	PR 1.1	113,7	0,892	305,3	474,2	0,68	1,55	12,3			
24	PR 2.1	484,0	3,799	315,3	444,6	0,70	1,41	15,6			
12	PR 1.2	114,6	0,900	264,4	407,5	0,59	1,54	22,4			
12	PR 2.2	114,4	0,898	267,6	366,4	0,59	1,37	18,6			
6	PR 1.3	36,8	0,289	323,0	428,8	0,72	1,33	16,4			
12	PR 2.3	113,4	0,890	283,9	447,9	0,63	1,58	15,7			
20	PR 1.4	300,0	2,355	274,0	344,0	0,61	1,26	12,4			

Note :

Seriate, li 10.10.2019

Lo Sperimentatore

Il Direttore del Laboratorio
(Belotti ing. Ivan)

Il presente Rapporto di prova non costituisce certificato utile ai fini della procedura prevista dalla legge 1086/71.

I risultati contenuti nel presente Rapporto si riferiscono esclusivamente all'oggetto provato.

Il documento non può essere riprodotto parzialmente, salvo approvazione scritta del Laboratorio.

Laboratorio Prove Materiali

Pag. 1 di 1

RAPPORTO DI PROVA
n. RdP/19/1215/CS-09

Autorizzazione

Decreto Ministeriale n. 0000049

Art. 20 - Legge 5-11-71 n. 1086

Art. 59 - D.P.R. 06-06-01 n. 380

PROVA DI COMPRESSIONE

su provini di calcestruzzo

Committente: P&P CONSULTING ENGINEERS srl – VIA PASTRENCO, 9 – 24068 SERIATE (BG)

Richiesta : Lettera del 04.10.2019 Accettazione n. : 1215

Oggetto : N. 6 carote di calcestruzzo Resistenza caratteristica dichiarata [MPa] : NON DICHIARATO

Cemento dichiarato : Dosaggio [kg/m³] :

Luogo del prelievo : PONTI SUL COLLETTORE GANDIOLO – CASTELNUOVO BOCCA D'ADDA (LO)

Opera: PILASTRI - FONDAZIONI

Committente dell'opera : AIPO – VIA TARAMELLI, 12 - MILANO

Impresa costruttrice :

Denuncia:

Direttore lavori : Richiesta prove firmata dal Direttore Lavori : NO

Data ricevimento provini : 07.10.2019 Data di prova : 10.10.2019

Norma di riferimento : NTC 2018 - UNI EN 12390-1:2012 - UNI EN 12390-7:2009 - UNI EN 12390-3:2009

PROVINO n.	DATA PRELIEVO DICHIARATA	CONTRASSEGNI SUI PROVINI	SPIANATURA PROVINI (*)	DIMENSIONI		MASSA VOLUMICA [kg/m ³]	RESISTENZA A COMPRESSIONE [MPa]	TIPO DI ROTTURA (**)
				Ø	h			
1	SETT/OTT. 2019	C12.1	SI	74	74	2250	25,7	S
2	SETT/OTT. 2019	C13.1	SI	74	74	2240	29,1	S
3	SETT/OTT. 2019	C15.1	SI	74	74	2350	34,6	S
4	SETT/OTT. 2019	C5.2	SI	74	74	2270	24,3	S
5	SETT/OTT. 2019	C8.2	SI	74	74	2340	26,6	S
6	SETT/OTT. 2019	C9.2	SI	74	74	2350	43,0	S

(*) Spianatura provini: SI = effettuata; NO = provino conforme alla norma di riferimento.

(**) Tipo di rottura : S = soddisfacente (bitronco-conica); A÷K = non soddisfacente (UNI EN 12390-3, fig. 4)

Note:

Seriate, li 10.10.2019

Lo Sperimentatore

Il Direttore del Laboratorio
(Belotti Ing. Ivan)

Il presente Rapporto di prova non costituisce certificato utile ai fini della procedura prevista dalla legge 1086/71.

I risultati contenuti nel presente Rapporto si riferiscono esclusivamente all'oggetto provato.

Il documento non può essere riprodotto parzialmente, salvo approvazione scritta del Laboratorio.

Laboratorio Prove Materiali

Pag. 1 di 1

RAPPORTO DI PROVA
n. RdP/19/1215/CS-10

Autorizzazione

Decreto Ministeriale n. 0000049

Art. 20 - Legge 5-11-71 n. 1086

Art. 59 - D.P.R. 06-06-01 n. 380

PROVA DI COMPRESSIONE

su provini di calcestruzzo

Committente: P&P CONSULTING ENGINEERS srl – VIA PASTRENCO, 9 – 24068 SERIATE (BG)

Richiesta: Lettera del 04.10.2019 Accettazione n.: 1215

Oggetto: N. 7 carote di calcestruzzo Resistenza caratteristica dichiarata [MPa]: NON DICHIARATO

Cemento dichiarato: Dosaggio [kg/m³]:

Luogo del prelievo: PONTI SUL COLLETORE GANDIOLO – CASTELNUOVO BOCCA D'ADDA (LO)

Opera: TRAVI

Committente dell'opera: AIPO – VIA TARAMELLI, 12 - MILANO

Impresa costruttrice:

Denuncia:

Direttore lavori: Richiesta prove firmata dal Direttore Lavori: NO

Data ricevimento provini: 07.10.2019 Data di prova: 10.10.2019

Norma di riferimento: NTC 2018 - UNI EN 12390-1:2012 - UNI EN 12390-7:2009 - UNI EN 12390-3:2009

PROVINO	DATA PRELIEVO DICHIARATA	CONTRASSEGNI SUI PROVINI	SPIANATURA PROVINI	DIMENSIONI		MASSA VOLUMICA	RESISTENZA A COMPRESSIONE	TIPO DI ROTTURA
n.			(*)	[mm]		[kg/m³]	[MPa]	(**)
				Ø	h			
1	SETT/OTT. 2019	C16.1	SI	74	74	2270	22,3	S
2	SETT/OTT. 2019	C17.1	SI	74	74	2310	19,9	S
3	SETT/OTT. 2019	C3.2	SI	74	74	2340	27,1	S
4	SETT/OTT. 2019	C4.2	SI	74	74	2330	32,4	S
5	SETT/OTT. 2019	C10.2	SI	74	74	2300	15,9	S
6	SETT/OTT. 2019	C11.2	SI	74	74	2360	21,5	S
7	SETT/OTT. 2019	C6.3	SI	74	74	2300	27,3	S

(*) Spianatura provini: SI = effettuata; NO = provino conforme alla norma di riferimento.

(**) Tipo di rottura: S = soddisfacente (bitronco-conica); A÷K = non soddisfacente (UNI EN 12390-3, fig. 4)

Note:

Seriate, il 10.10.2019

Lo Sperimentatore

Il Direttore del Laboratorio
(Belotti ing. Wan)

Il presente Rapporto di prova non costituisce certificato utile ai fini della procedura prevista dalla legge 1086/71.

I risultati contenuti nel presente Rapporto si riferiscono esclusivamente all'oggetto provato.

Il documento non può essere riprodotto parzialmente, salvo approvazione scritta del Laboratorio.

Laboratorio Prove Materiali

Pag. 1 di 1

RAPPORTO DI PROVA
n. RdP/19/1215/CS-11

Autorizzazione

Decreto Ministeriale n. 0000049

Art. 20 - Legge 5-11-71 n. 1086

Art. 59 - D.P.R. 06-06-01 n. 380

PROVA DI COMPRESSIONE

su provini di calcestruzzo

Committente: P&P CONSULTING ENGINEERS srl – VIA PASTRENCO, 9 – 24068 SERIATE (BG)

Richiesta : Lettera del 04.10.2019 Accettazione n. : 1215

Oggetto : N. 7 carote di calcestruzzo Resistenza caratteristica dichiarata [MPa] : NON DICHIARATO

Cemento dichiarato : Dosaggio [kg/m³] :

Luogo del prelievo : PONTI SUL COLLETTORE GANDIOLO – CASTELNUOVO BOCCA D'ADDA (LO)

Opera: TRAVI

Committente dell'opera : AIPO – VIA TARAMELLI, 12 - MILANO

Impresa costruttrice :

Denuncia:

Direttore lavori : Richiesta prove firmata dal Direttore Lavori : NO

Data ricevimento provini : 07.10.2019 Data di prova : 10.10.2019

Norma di riferimento : NTC 2018 - UNI EN 12390-1:2012 - UNI EN 12390-7:2009 - UNI EN 12390-3:2009

PROVINO	DATA PRELIEVO DICHIARATA	CONTRASSEGNI SUI PROVINI	SPIANATURA PROVINI	DIMENSIONI		MASSA VOLUMICA	RESISTENZA A COMPRESSIONE	TIPO DI ROTTURA
n.			(*)	[mm]		[kg/m³]	[MPa]	(**)
				Ø	h			
1	SETT/OTT. 2019	C7.3	SI	74	74	2360	37,7	S
2	SETT/OTT. 2019	C9.3	SI	74	74	2220	17,3	S
3	SETT/OTT. 2019	C10.3	SI	74	74	2340	35,9	S
4	SETT/OTT. 2019	C9.4	SI	74	74	2220	17,0	S
5	SETT/OTT. 2019	C10.4	SI	74	74	2200	23,6	S
6	SETT/OTT. 2019	C12.4	SI	74	74	2210	15,7	S
7	SETT/OTT. 2019	C13.4	SI	74	74	2200	11,0	S

(*) Spianatura provini: SI = effettuata; NO = provino conforme alla norma di riferimento.

(**) Tipo di rottura : S = soddisfacente (bitronco-conica); A÷K = non soddisfacente (UNI EN 12390-3, fig. 4)

Note:

Seriate, li 10.10.2019

Lo Sperimentatore

Il Direttore del Laboratorio
(Belotti ing. Ivan)

Il presente Rapporto di prova non costituisce certificato utile ai fini della procedura prevista dalla legge 1086/71.
I risultati contenuti nel presente Rapporto si riferiscono esclusivamente all'oggetto provato.
Il documento non può essere riprodotto parzialmente, salvo approvazione scritta del Laboratorio.

Laboratorio Prove Materiali

Pag. 1 di 1

RAPPORTO DI PROVA
n. RdP/19/1215/CS-12

Autorizzazione

Decreto Ministeriale n. 0000049

Art. 20 - Legge 5-11-71 n. 1086

Art. 59 - D.P.R. 06-06-01 n. 380

PROVA DI COMPRESSIONE

su provini di calcestruzzo

Committente: P&P CONSULTING ENGINEERS srl – VIA PASTRENCO, 9 – 24068 SERIATE (BG)

Richiesta : Lettera del 04.10.2019 Accettazione n. : 1215

Oggetto : N. 4 carote di calcestruzzo Resistenza caratteristica dichiarata [MPa] : NON DICHIARATO

Cemento dichiarato : Dosaggio [kg/m³] :

Luogo del prelievo : PONTI SUL COLLETORE GANDIOLO – CASTELNUOVO BOCCA D'ADDA (LO)

Opera: SOLETTA

Committente dell'opera : AIPO – VIA TARAMELLI, 12 - MILANO

Impresa costruttrice :

Denuncia:

Direttore lavori : Richiesta prove firmata dal Direttore Lavori : NO

Data ricevimento provini : 07.10.2019 Data di prova : 10.10.2019

Norma di riferimento : NTC 2018 - UNI EN 12390-1:2012 - UNI EN 12390-7:2009 - UNI EN 12390-3:2009

PROVINO	DATA PRELIEVO DICHIARATA	CONTRASSEGNI SUI PROVINI	SPIANATURA PROVINI	DIMENSIONI		MASSA VOLUMICA	RESISTENZA A COMPRESSIONE	TIPO DI ROTTURA
n.			(*)	[mm]		[kg/m³]	[MPa]	(**)
				Ø	h			
1	SETT/OTT. 2019	C18.1	SI	74	74	2350	37,6	S
2	SETT/OTT. 2019	C7.2	SI	74	74	2430	48,4	S
3	SETT/OTT. 2019	C8.3	SI	74	74	2270	38,7	S
4	SETT/OTT. 2019	C11.4	SI	74	74	2280	26,1	S

(*) Spianatura provini: SI = effettuata; NO = provino conforme alla norma di riferimento.

(**) Tipo di rottura : S = soddisfacente (bitronco-conica); A+K = non soddisfacente (UNI EN 12390-3, fig. 4)

Note:

Seriate, li 10.10.2019

Lo Sperimentatore

Il Direttore del Laboratorio
(Belotti ing. Ivan)

Il presente Rapporto di prova non costituisce certificato utile ai fini della procedura prevista dalla legge 1086/71.

I risultati contenuti nel presente Rapporto si riferiscono esclusivamente all'oggetto provato.

Il documento non può essere riprodotto parzialmente, salvo approvazione scritta del Laboratorio.

Laboratorio Prove Materiali
Pag. 1 di 1**RAPPORTO DI PROVA**
n. RdP/19/1215/CS-13Autorizzazione
Decreto Ministeriale n. 0000049
Art. 20 - Legge 5-11-71 n. 1086
Art. 59 - D.P.R. 06-06-01 n. 380**PROVA DI COMPRESSIONE**

su provini di calcestruzzo

Committente: P&P CONSULTING ENGINEERS srl – VIA PASTRENCO, 9 – 24068 SERIATE (BG)

Richiesta: Lettera del 04.10.2019 Accettazione n.: 1215

Oggetto: N. 6 carote di calcestruzzo Resistenza caratteristica dichiarata [MPa]: NON DICHIARATO

Cemento dichiarato: Dosaggio [kg/m³]:

Luogo del prelievo: PONTI SUL COLLETTORE GANDIOLO – CASTELNUOVO BOCCA D'ADDA (LO)

Opera: SPALLA

Committente dell'opera: AIPO – VIA TARAMELLI, 12 - MILANO

Impresa costruttrice:

Denuncia:

Direttore lavori: Richiesta prove firmata dal Direttore Lavori: NO

Data ricevimento provini: 07.10.2019 Data di prova: 10.10.2019

Norma di riferimento: NTC 2018 - UNI EN 12390-1:2012 - UNI EN 12390-7:2009 - UNI EN 12390-3:2009

PROVINO	DATA PRELIEVO DICHIARATA	CONTRASSEGNI SUI PROVINI	SPIANATURA PROVINI	DIMENSIONI		MASSA VOLUMICA	RESISTENZA A COMPRESSIONE	TIPO DI ROTTURA
n.			(*)	[mm]		[kg/m³]	[MPa]	(**)
				Ø	h			
1	SETT/OTT. 2019	C11.1	SI	74	74	2190	19,1	S
2	SETT/OTT. 2019	C14.1	SI	74	74	2320	26,9	S
3	SETT/OTT. 2019	C6.2	SI	74	74	2200	8,7	S
4	SETT/OTT. 2019	C12.2	SI	74	74	2170	8,8	S
5	SETT/OTT. 2019	C8.4	SI	95	95	2200	17,7	S
6	SETT/OTT. 2019	C14.4	SI	95	95	2110	8,8	S

(*) Spianatura provini: SI = effettuata; NO = provino conforme alla norma di riferimento.

(**) Tipo di rottura: S = soddisfacente (bitronco-conica); A÷K = non soddisfacente (UNI EN 12390-3, fig. 4)

Note:

Seriate, lì 10.10.2019

Lo Sperimentatore

Il Direttore del Laboratorio
(Belotti ing. Ivan)

Il presente Rapporto di prova non costituisce certificato utile ai fini della procedura prevista dalla legge 1086/71.
I risultati contenuti nel presente Rapporto si riferiscono esclusivamente all'oggetto provato.
Il documento non può essere riprodotto parzialmente, salvo approvazione scritta del Laboratorio.

Laboratorio Prove Materiali

Pag. 1 di 1

RAPPORTO DI PROVA**n. RdP/19/1249/CS-06**

Autorizzazione

Decreto Ministeriale n. 0000049

Art. 20 - Legge 5-11-71 n. 1086

Art. 59 - D.P.R. 06-06-01 n. 380

PROVA DI COMPRESSIONE**su provini di calcestruzzo**

Committente: P&P CONSULTING ENGINEERS srl – VIA PASTRENCO, 9 – 24068 SERIATE (BG)

Richiesta: Lettera del 11.10.2019 Accettazione n. : 1249

Oggetto: N. 5 carote di calcestruzzo Resistenza caratteristica dichiarata [MPa]: NON DICHIARATO

Cemento dichiarato: Dosaggio [kg/m^3]:

Luogo del prelievo: PONTI SUL COLLETTORE GANDIOLO – CASTELNUOVO BOCCA D'ADDA (LO)

Opera: C11.3: PILASTRI FONDAZIONI; C19.1-C20.1: TRAVI; C12.3-C13.3: SPALLA

Committente dell'opera: AIPO – UFFICIO OPERATIVO – VIA TARAMELLI, 12 – MILANO (MI)

Impresa costruttrice:

Denuncia:

Direttore lavori: Richiesta prove firmata dal Direttore Lavori: NO

Data ricevimento provini: 15.10.2019 Data di prova: 21.10.2019

Norma di riferimento: NTC 2018 - UNI EN 12390-1:2012 - UNI EN 12390-7:2009 - UNI EN 12390-3:2009

PROVINO	DATA PRELIEVO DICHIARATA	CONTRASSEGNI SUI PROVINI	SPIANATURA PROVINI	DIMENSIONI		MASSA VOLUMICA	RESISTENZA A COMPRESSIONE	TIPO DI ROTTURA
n.			(*)	[mm]		[kg/m³]	[MPa]	(**)
				Ø	h			
1	OTT. 2019	C11.3	SI	75	75	2210	21,3	S
2	OTT. 2019	C19.1	SI	75	75	2260	33,2	S
3	OTT. 2019	C20.1	SI	75	75	2280	25,1	S
4	OTT. 2019	C12.3	SI	94	94	2210	18,0	S
5	OTT. 2019	C13.3	SI	94	94	2200	12,0	S

(*) Spianatura provini: SI = effettuata; NO = provino conforme alla norma di riferimento.

(**) Tipo di rottura: S = soddisfacente (bitronco-conica); A+K = non soddisfacente (UNI EN 12390-3, fig. 4)

Note:

Seriate, li 21.10.2019

Lo Sperimentatore

Il Direttore del Laboratorio
(Belotti ing. Ivan)

Il presente Rapporto di prova non costituisce certificato utile ai fini della procedura prevista dalla legge 1086/71.

I risultati contenuti nel presente Rapporto si riferiscono esclusivamente all'oggetto provato.

Il documento non può essere riprodotto parzialmente, salvo approvazione scritta del Laboratorio.

Laboratorio Prove Materiali
Pag. 1 di 1**RAPPORTO DI PROVA**
n. RdP/19/1249/FE-05Autorizzazione
Decreto Ministeriale n. 0000049
Art. 20 - Legge 5-11-71 n. 1086
Art. 59 - D.P.R. 06-06-01 n. 380**PROVE SU BARRE D'ARMATURA**

Committente : P&P CONSULTING ENGINEERS srl – VIA PASTRENCO, 9 – 24068 SERIATE (BG)

Richiesta : Lettera del 11.10.2019 Accettazione n. : 1249

Oggetto : n.1 barra liscia da c.a. normale Produttore : NON DICHIARATO

Tipo di acciaio : N.D. Diametro nominale : 10 mm

Luogo del prelievo : PONTI SUL COLLETORE GANDIOLO – CASTELNUOVO BOCCA D'ADDA (LO)

Opera :

Committente dell'opera : AIPO – UFFICIO OPERATIVO – VIA TARAMELLI, 12 – MILANO (MI)

Impresa costruttrice :

Denuncia :

Direttore lavori : Richiesta prove firmata dal Direttore Lavori : NO

Data ricevimento provini : 15.10.2019 Data di prova : 21.10.2019

Norma di riferimento : NTC 2018 - UNI-EN 15630-1:2010

Marchio di identificazione: Ø
Ø
Ø

BARRA		CONTROLLO DIMENSIONALE		PROVA DI TRAZIONE					PROVA DI PIEGAMENTO		AREA RELATIVA DI NERVATURA (%)
Ø	n°	Sezione [mm²]	Massa [kg/m]	Tensione di snervamento f_y [MPa]	Tensione di rottura f_t [MPa]	f_y / f_{yk}	f_t / f_y	Allungamento A_{gt} [%]	Diametro mandrino [mm]	Esito	
10	PR 2.4	85,8	0,673	313,6	430,2	0,70	1,37	16,6			

Note :

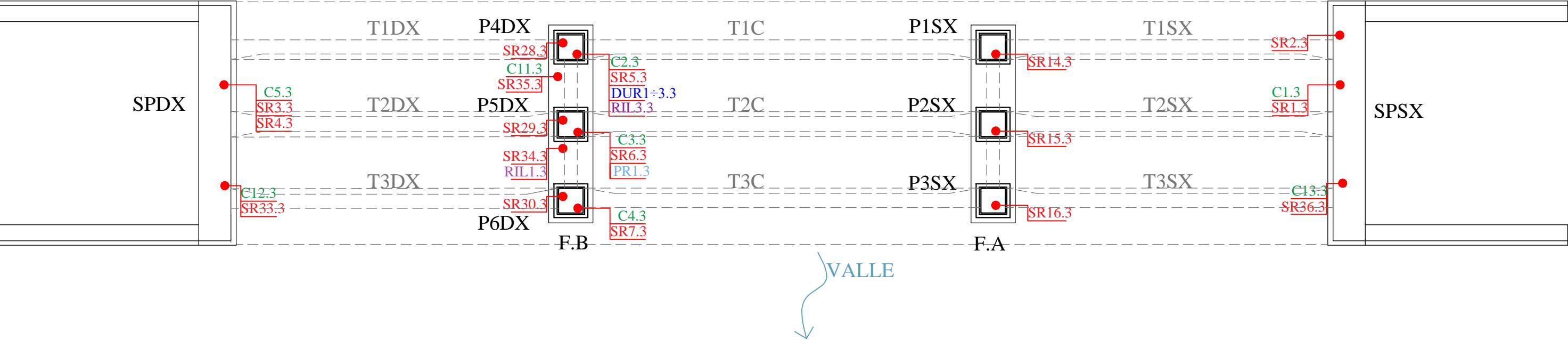
Seriate, li 21.10.2019

Lo sperimentatore

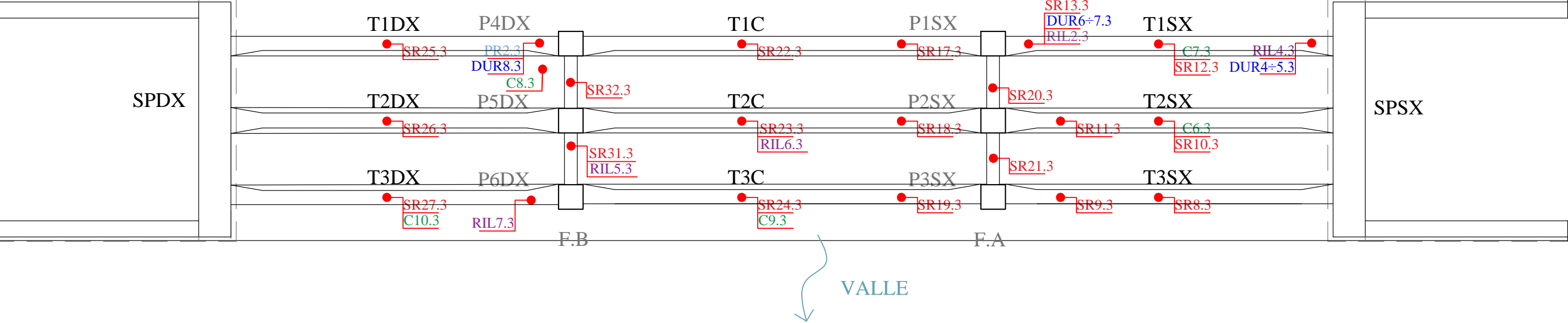
Il Direttore del Laboratorio
(Belotti ing. Ivan)

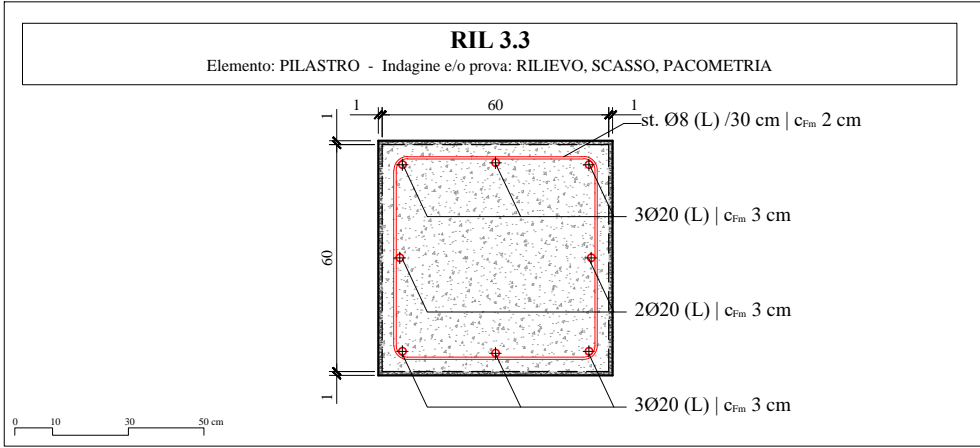
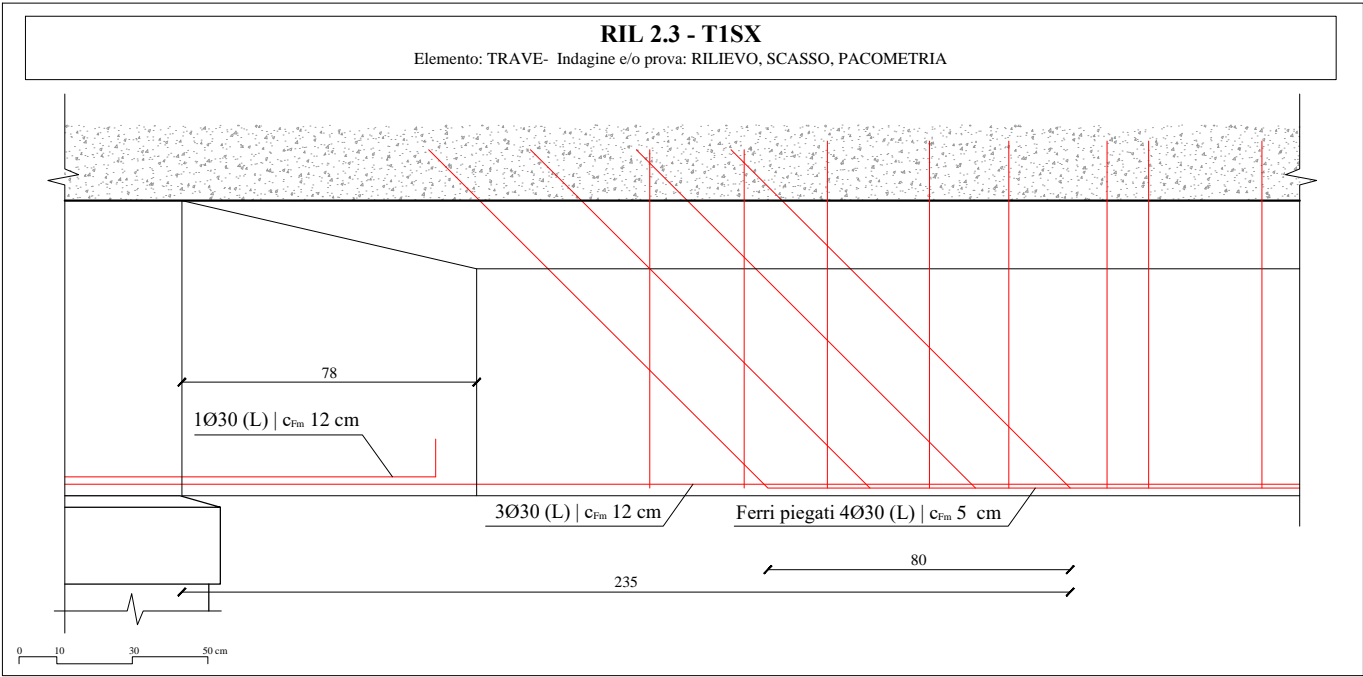
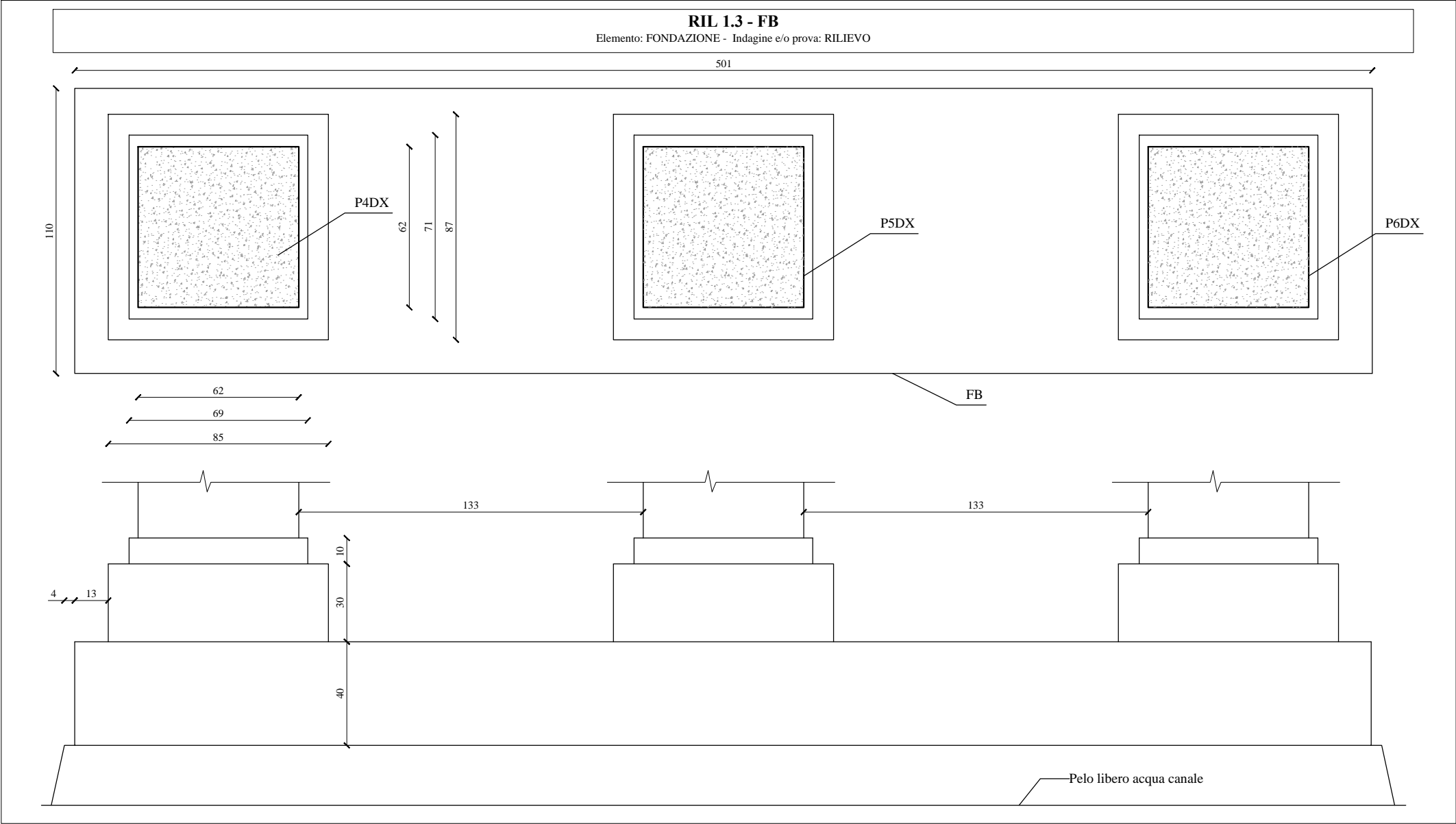
Il presente Rapporto di prova non costituisce certificato utile ai fini della procedura prevista dalla legge 1086/71.
I risultati contenuti nel presente Rapporto si riferiscono esclusivamente all'oggetto provato.
Il documento non può essere riprodotto parzialmente, salvo approvazione scritta del Laboratorio.

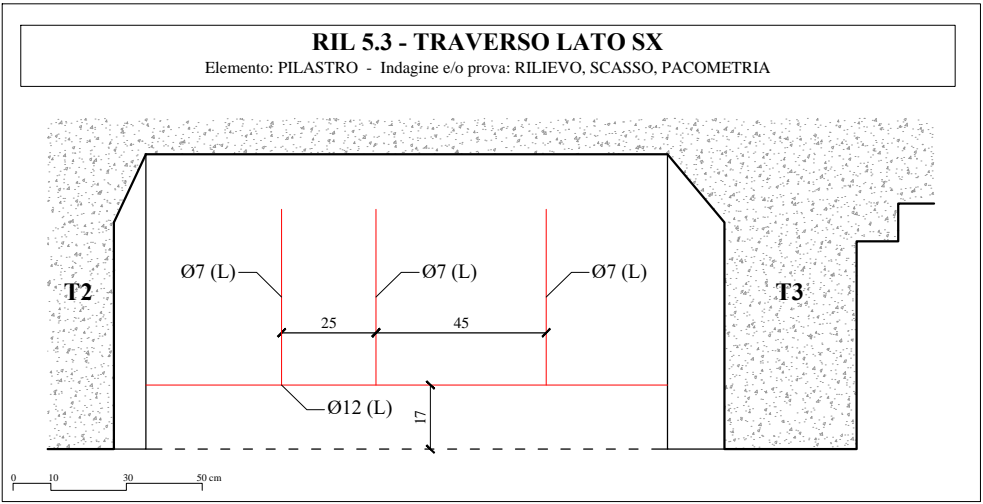
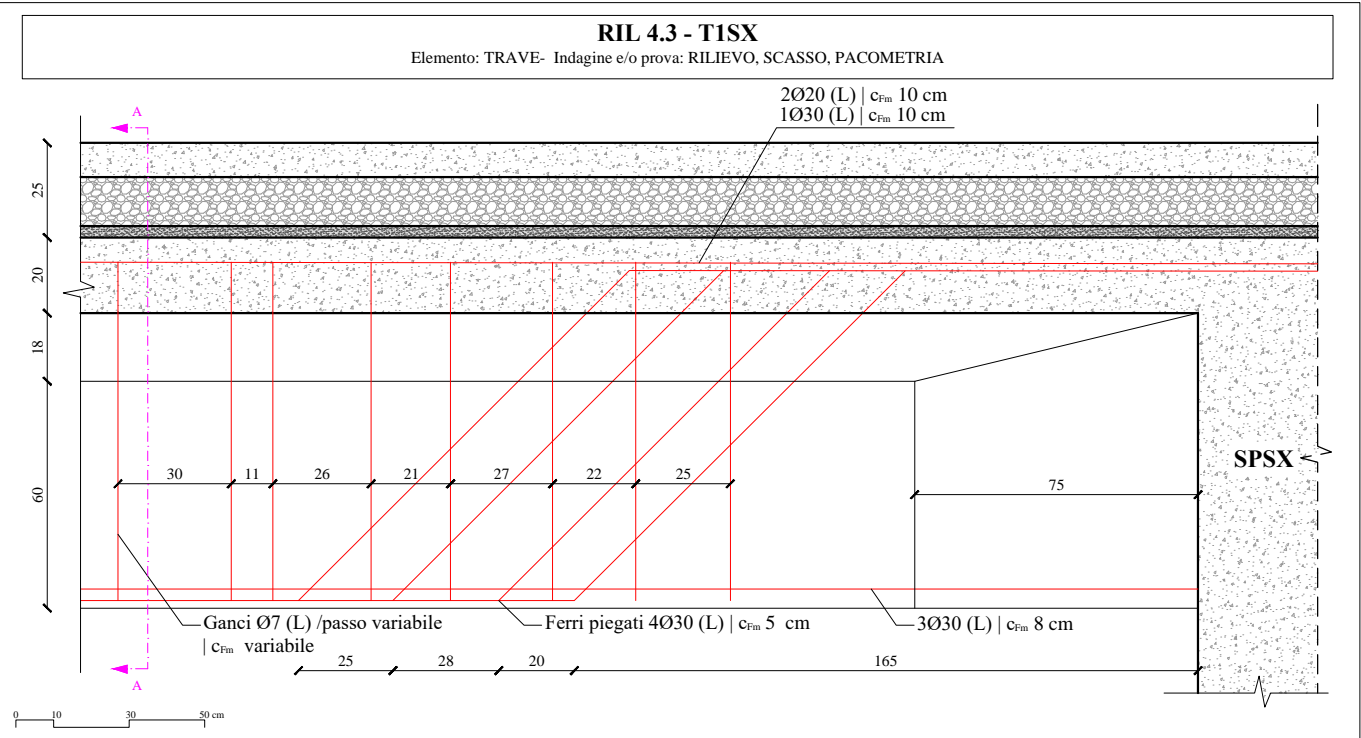
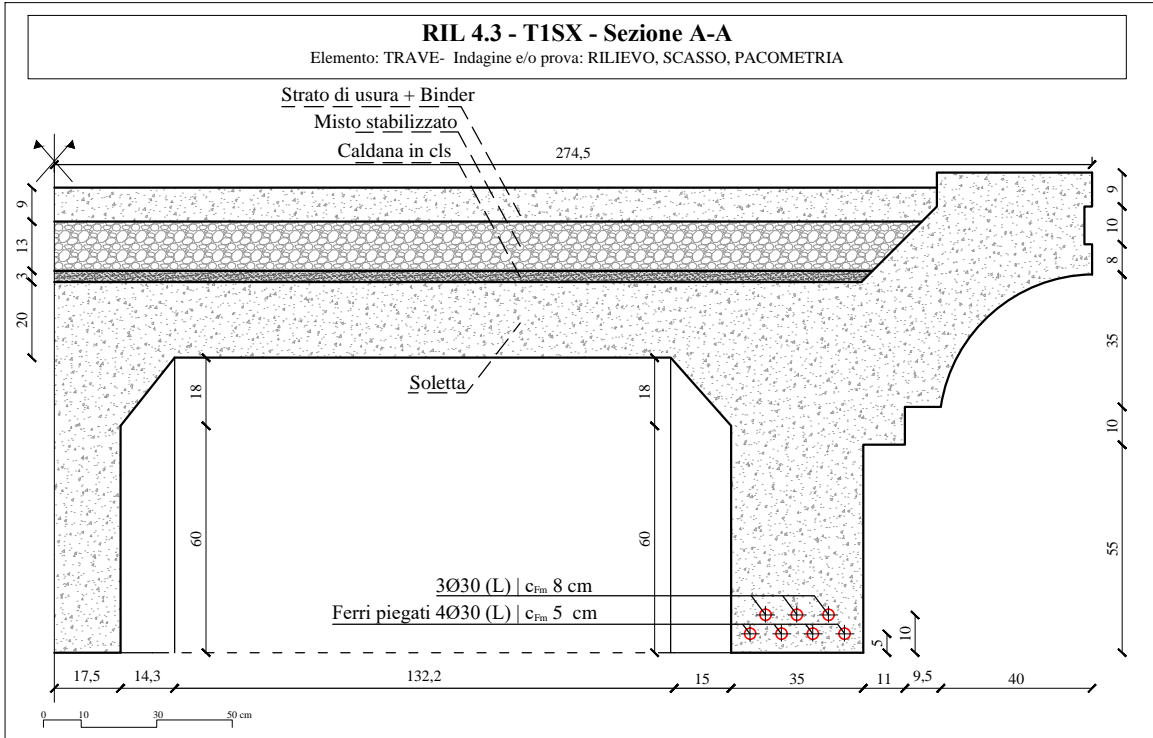
PIANTA DELL'ELEVATO

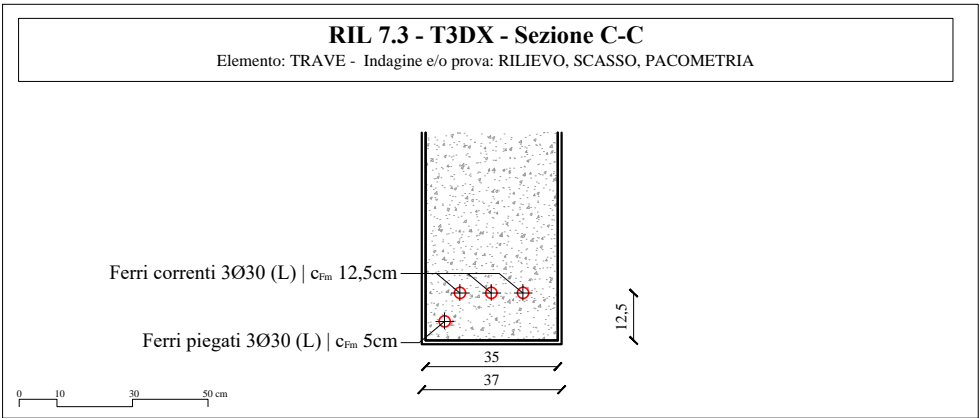
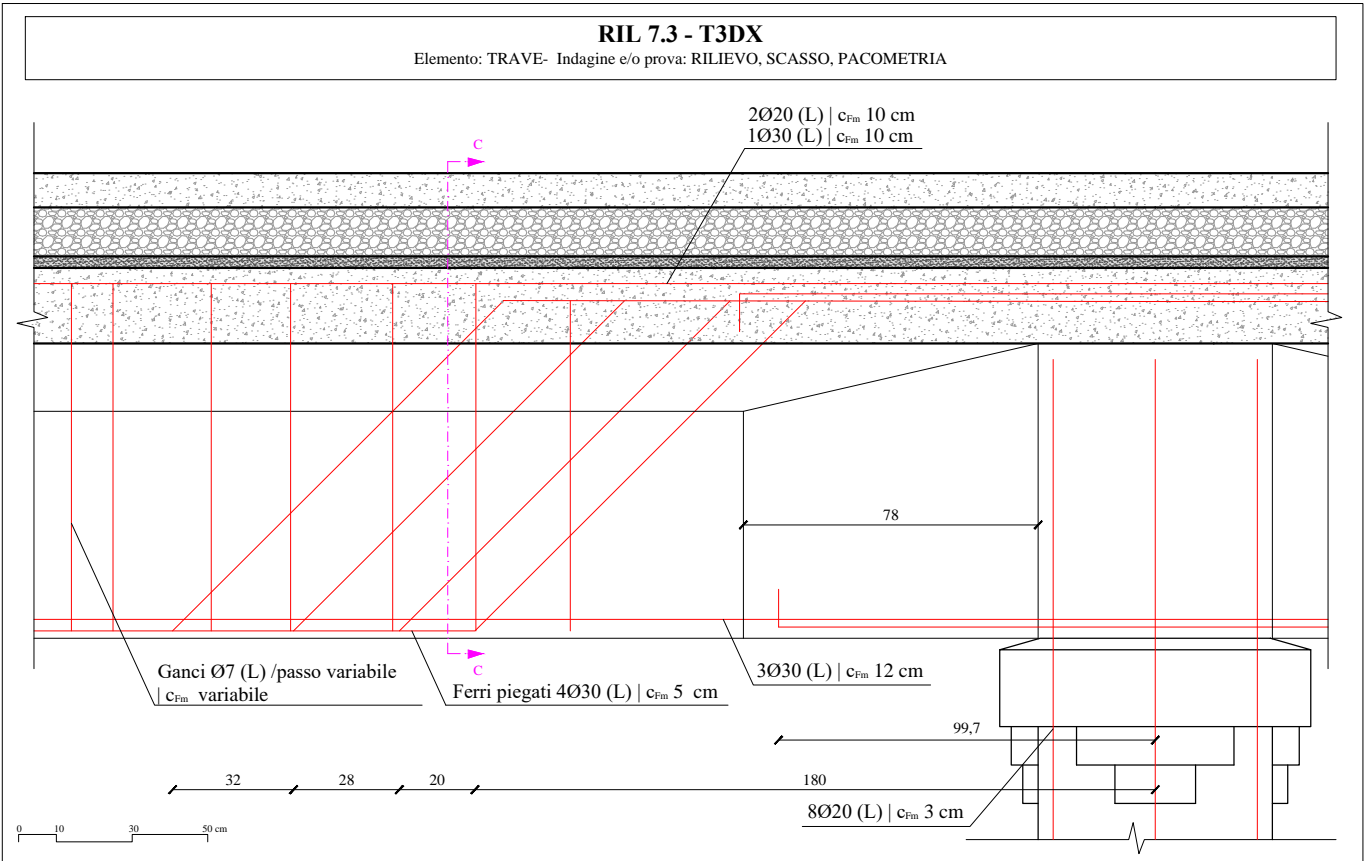
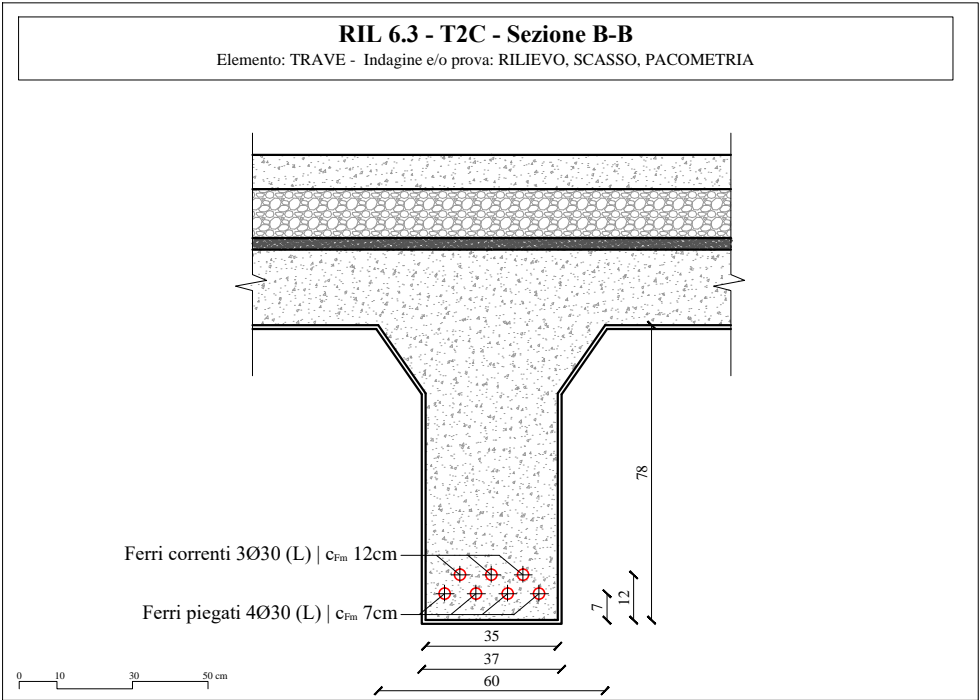
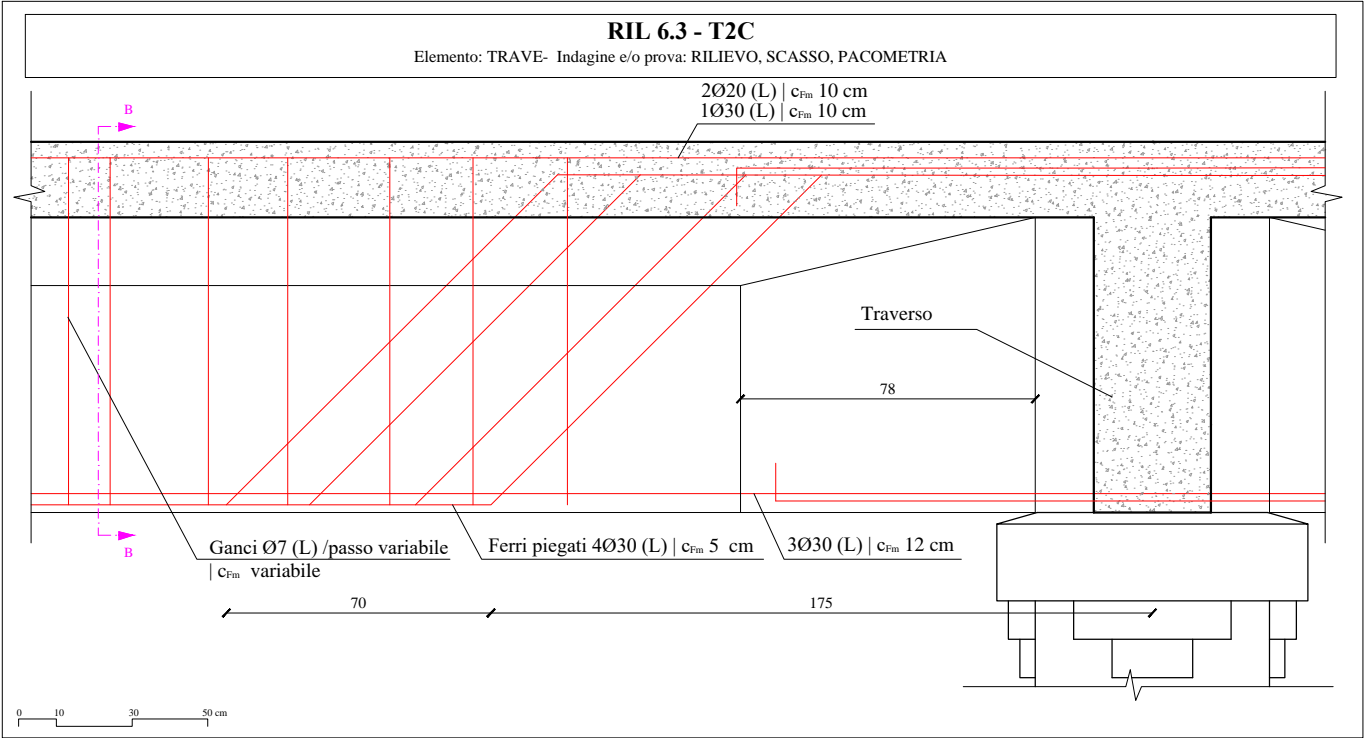


IMPALCATO

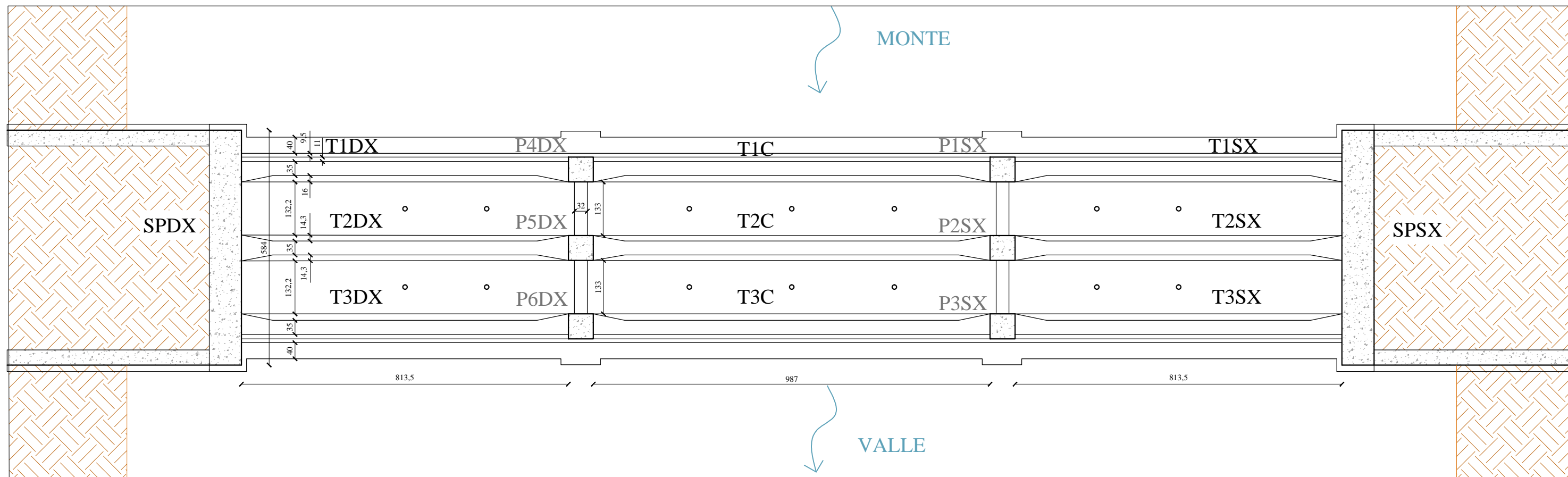




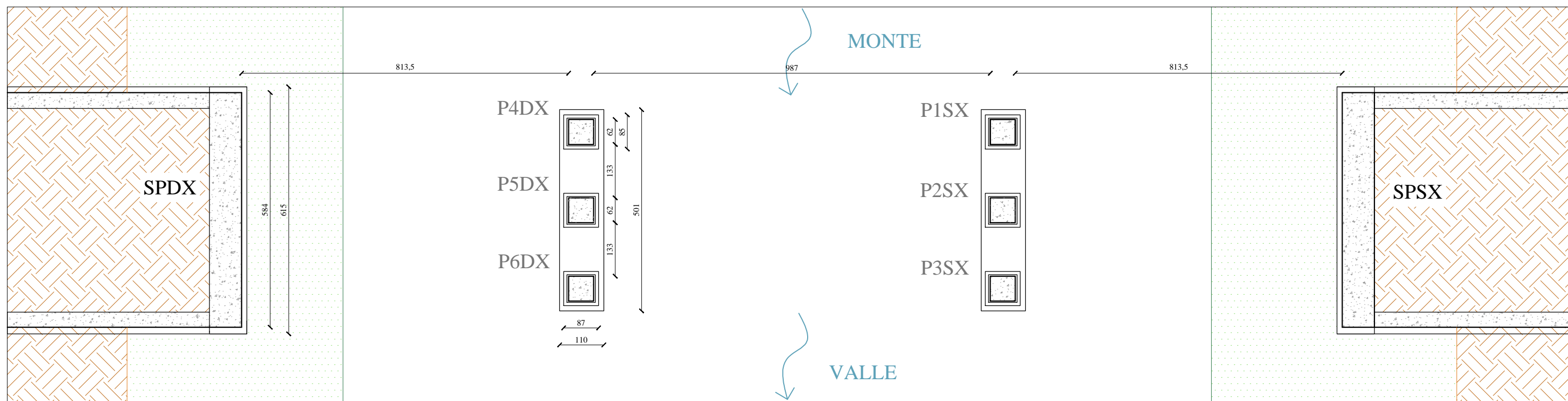




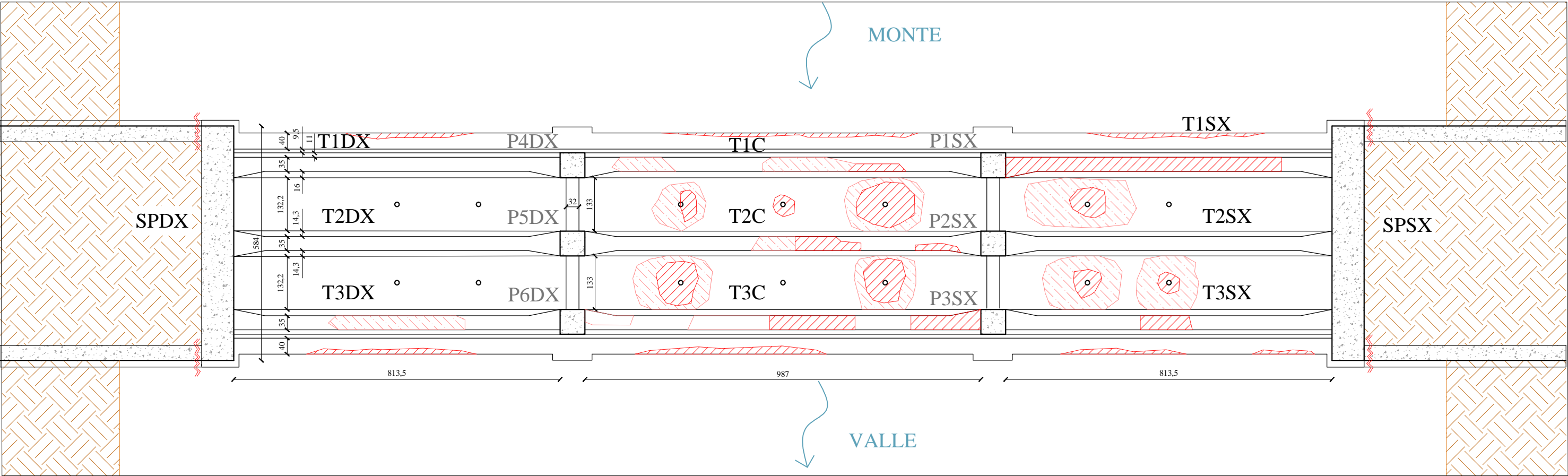
PIANTA IMPALCATO



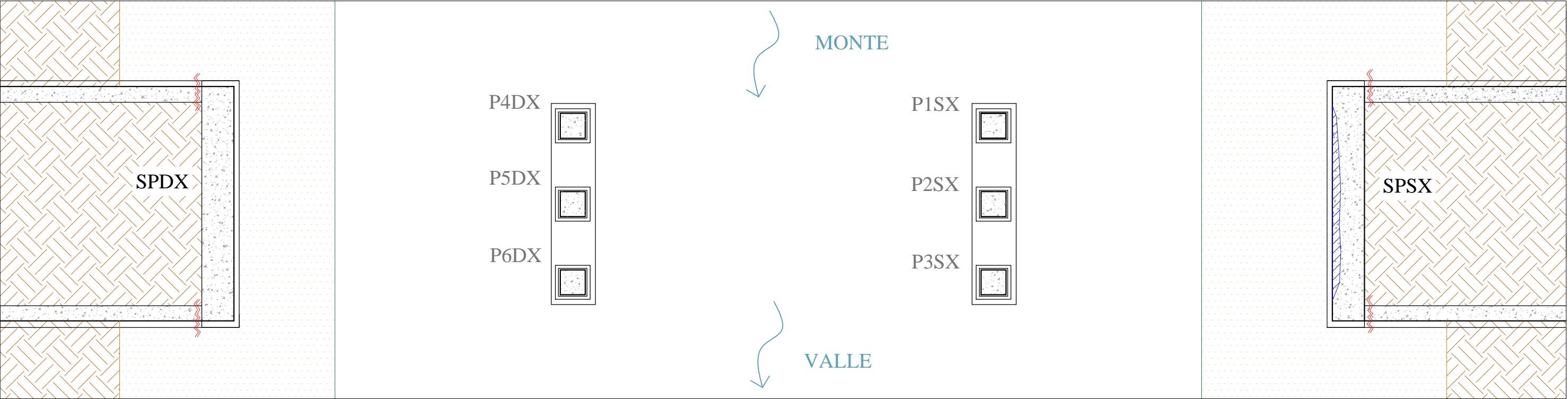
PIANTA DELL'ELEVATO





PIANTA IMPALCATO



PIANTA DELL'ELEVATO



LEGENDA:		Distacco calcestruzzo		Distacco calcestruzzo e corrosione delle barre di armatura
		Fessurazione copriferro		Fessura



**PROGETTAZIONE INTERVENTO DI MANUTENZIONE
 STRAORDINARIA DEL PONTE N. 3 SUL CANALE GANDIOLO
 NEL COMUNE DI CASTELNUOVO BOCCA D'ADDA (LO)
 CUP: B15F21000580002 - CIG: 8817928063**

OGGETTO:

SERVIZIO PER LA REDAZIONE DEL PROGETTO DI
 FATTIBILITA' TECNICA ED ECONOMICA E DEL
 PROGETTO DEFINITIVO

PROGETTO DEFINITIVO



P&P Consulting Engineers Studio Associato
 Via Pastrengo, 9 - 24068 - Seriate (BG)
 +39 035 3235700 - fax +39 035 3235750
 E-mail: info@pepconsultingengineers.it

Timbro:

Livello di Progetto:

Preliminare ☐
 Definitivo ☒
 Esecutivo ☐

Elaborato:

INDAGINI IN SITO E DI LABORATORIO
 ANALISI TERRENI

Autor:

NT

Codice:

140_21_SC

Scala:

varie

Data:

Aprile 2023

REVISIONE:	DATA:	DESCRIZIONE:

ALLEGATO:

Laboratorio Prove Ambientali

Rapporto di prova n.0453/23

ANALISI TERRENI

Committente:	P&P LMC S.r.l., Via Pastrengo 9 – 24068 Seriate (BG)
Campione campionato da:	Personale P&P LMC S.r.l. - Ing Taschini Nicola
Descrizione campione:	Terre e rocce da scavo; campione 1
Luogo di campionamento:	Castelnuovo Bocca d'Adda (LO), ponte n.3
Data ricevimento campione:	26.01.2023
Accettazione n°:	0453
Data inizio analisi:	27.01.2023
Data fine analisi:	31.01.2023

PARAMETRI RICERCATI	Valori Rilevati (Secondo D.Lgs 152/06)	Procedura di prova	Concentrazione limite ⁽¹⁾	Concentrazione limite ⁽²⁾	Incertezza di misura
Scheletro	40,42 %	D.M. 13/09/1999 S.O. n°185 G.U. n°248 del 21/10/1999 Metodo II.1	///	///	± 4,89 %
Residuo secco a 105°C (della frazione essiccata all'aria)	99,44 %	D.M. 13/09/1999 S.O. n°185 G.U. n°248 del 21/10/1999 Metodo II.2	///	///	± 5,37 %
Idrocarburi pesanti C>12*	18 mg/kg s.s.	UNI EN ISO 16703 : 2011	50 mg/kg s.s.	750 mg/kg s.s.	/
Arsenico*	5,18 mg/kg s.s.	UNI EN 13657:2004 + UNI EN ISO 11885:2009	20 mg/kg s.s.	50 mg/kg s.s.	/
Cadmio*	< 0,5 mg/kg s.s.	UNI EN 13657:2004 + UNI EN ISO 11885:2009	2 mg/kg s.s.	15 mg/kg s.s.	/
Cobalto	6,28 mg/kg s.s.	UNI EN 13657:2004 + UNI EN ISO 11885:2009	20 mg/kg s.s.	250 mg/kg s.s.	± 1,44 mg/kg s.s.
Cromo totale	70,2 mg/kg s.s.	UNI EN 13657:2004 + UNI EN ISO 11885:2009	150 mg/kg s.s.	800 mg/kg s.s.	± 16,1 mg/kg s.s.
Cromo esavalente*	< 0,5 mg/kg s.s.	CNR-IRSA Q64 vol.3 met.16 (86)	2 mg/kg s.s.	15 mg/kg s.s.	/
Rame	21,1 mg/kg s.s.	UNI EN 13657:2004 + UNI EN ISO 11885:2009	120 mg/kg s.s.	600 mg/kg s.s.	± 4,8 mg/kg s.s.
Mercurio*	< 0,5 mg/kg s.s.	UNI EN 13657:2004 + UNI EN ISO 11885:2009	1 mg/kg s.s.	5 mg/kg s.s.	/
Nichel	42,4 mg/kg s.s.	UNI EN 13657:2004 + UNI EN ISO 11885:2009	120 mg/kg s.s.	500 mg/kg s.s.	± 9,7 mg/kg s.s.
Piombo	36,6 mg/kg s.s.	UNI EN 13657:2004 + UNI EN ISO 11885:2009	100 mg/kg s.s.	1000 mg/kg s.s.	± 8,4 mg/kg s.s.
Zinco	102 mg/kg s.s.	UNI EN 13657:2004 + UNI EN ISO 11885:2009	150 mg/kg s.s.	1500 mg/kg s.s.	± 23 mg/kg s.s.
Amianto ⁽³⁾	< 100 mg/kg s.s.	DM 06/09/94 All 1 met B GU n° 288 10/12/94	1000 mg/kg s.s.	1000 mg/kg s.s.	/

⁽¹⁾ All.5 Titolo V Parte IV Tab.1 D.Lgs.n°152/06, valori di concentrazione limite accettabili nel suolo e sottosuolo riferiti a siti ad uso verde pubblico, privato e residenziale (Colonna A)

⁽²⁾ All.5 Titolo V Parte IV Tab.1 D.Lgs.n°152/06, valori di concentrazione limite accettabili nel suolo e sottosuolo riferiti a siti ad uso commerciale e industriale (Colonna B)

⁽³⁾ Strumentazione utilizzata: microscopio elettronico a scansione JEOL JSM-IT100LA, microanalisi EDS JEOL con rivelatore SDD

NOTA: Per la determinazione del parametro amianto, metodica prevista dal DGR n. 859 del 18/07/2008 della Regione Liguria
Sul campione analizzato sono state rilevate fibre di amianto di tipo crisotilo inferiori al limite di quantificazione

*Prova non accreditata ACCREDIA

Laboratorio Prove Ambientali

Rapporto di prova n.0453/23

La normativa vigente non specifica la regola decisionale da adottare per cui il laboratorio propone quanto segue: la dichiarazione di conformità da inserire nel rapporto di prova non terrà conto dell'incertezza di misura, ma dipenderà unicamente dalla posizione del risultato di prova rispetto al limite di legge.

L'incertezza di misura è stata calcolata con un fattore di copertura $k=2$, corrispondente ad un intervallo di fiducia del 95%.

Seriate, lì 31.01.2023

Il Responsabile del Laboratorio Dott. Giancarlo Andreoletti
CHIMICO – Iscrizione n° 144 Sezione A Ordine dei Chimici e Fisici della Provincia di Bergamo

Documento con firma digitale avanzata ai sensi della normativa vigente

I risultati contenuti nel presente Rapporto si riferiscono esclusivamente all'oggetto provato.
Il documento non può essere riprodotto parzialmente, salvo approvazione scritta del Laboratorio.

La Società P&P LMC srl è inserita nell'elenco del Ministero della Salute dei laboratori qualificati ad effettuare le analisi sull'amianto mediante SEM (microscopia elettronica a scansione). Codice Laboratorio : LOM52

*P&P LMC srl è un'azienda con Sistema di Gestione per la Qualità certificato ISO 9001:2015.
Certificato CSQ n° 9175.ILMC*

FINE RAPPORTO DI PROVA

Laboratorio Prove Ambientali

Rapporto di prova n.0454/23

ANALISI TERRENI

Committente:	P&P LMC S.r.l., Via Pastrengo 9 – 24068 Seriate (BG)
Campione campionato da:	Personale P&P LMC S.r.l.- Ing Taschini Nicola
Descrizione campione:	Terre e rocce da scavo; campione 2
Luogo di campionamento:	Castelnuovo Bocca d'Adda (LO), ponte n.3
Data ricevimento campione:	26.01.2023
Accettazione n°:	0454
Data inizio analisi:	27.01.2023
Data fine analisi:	31.01.2023

PARAMETRI RICERCATI	Valori Rilevati (Secondo D.Lgs 152/06)	Procedura di prova	Concentrazione limite ⁽¹⁾	Concentrazione limite ⁽²⁾	Incertezza di misura
Scheletro	33,73 %	D.M. 13/09/1999 S.O. n°185 G.U. n°248 del 21/10/1999 Metodo II.1	///	///	± 4,08 %
Residuo secco a 105°C (della frazione essiccata all'aria)	99,48 %	D.M. 13/09/1999 S.O. n°185 G.U. n°248 del 21/10/1999 Metodo II.2	///	///	± 5,37 %
Idrocarburi pesanti C>12*	18 mg/kg s.s.	UNI EN ISO 16703 : 2011	50 mg/kg s.s.	750 mg/kg s.s.	/
Arsenico*	4,44 mg/kg s.s.	UNI EN 13657:2004 + UNI EN ISO 11885:2009	20 mg/kg s.s.	50 mg/kg s.s.	/
Cadmio*	< 0,6 mg/kg s.s.	UNI EN 13657:2004 + UNI EN ISO 11885:2009	2 mg/kg s.s.	15 mg/kg s.s.	/
Cobalto	6,68 mg/kg s.s.	UNI EN 13657:2004 + UNI EN ISO 11885:2009	20 mg/kg s.s.	250 mg/kg s.s.	± 1,53 mg/kg s.s.
Cromo totale	118 mg/kg s.s.	UNI EN 13657:2004 + UNI EN ISO 11885:2009	150 mg/kg s.s.	800 mg/kg s.s.	± 27 mg/kg s.s.
Cromo esavalente*	< 0,5 mg/kg s.s.	CNR-IRSA Q64 vol.3 met.16 (86)	2 mg/kg s.s.	15 mg/kg s.s.	/
Rame	27,7 mg/kg s.s.	UNI EN 13657:2004 + UNI EN ISO 11885:2009	120 mg/kg s.s.	600 mg/kg s.s.	± 6,3 mg/kg s.s.
Mercurio*	< 0,6 mg/kg s.s.	UNI EN 13657:2004 + UNI EN ISO 11885:2009	1 mg/kg s.s.	5 mg/kg s.s.	/
Nichel	54,3 mg/kg s.s.	UNI EN 13657:2004 + UNI EN ISO 11885:2009	120 mg/kg s.s.	500 mg/kg s.s.	± 12,4 mg/kg s.s.
Piombo	45,2 mg/kg s.s.	UNI EN 13657:2004 + UNI EN ISO 11885:2009	100 mg/kg s.s.	1000 mg/kg s.s.	± 10,3 mg/kg s.s.
Zinco	131 mg/kg s.s.	UNI EN 13657:2004 + UNI EN ISO 11885:2009	150 mg/kg s.s.	1500 mg/kg s.s.	± 30 mg/kg s.s.
Amianto ⁽³⁾	< 100 mg/kg s.s.	DM 06/09/94 All 1 met B GU n° 288 10/12/94	1000 mg/kg s.s.	1000 mg/kg s.s.	/

⁽¹⁾ All.5 Titolo V Parte IV Tab.1 D.Lgs.n°152/06, valori di concentrazione limite accettabili nel suolo e sottosuolo riferiti a siti ad uso verde pubblico, privato e residenziale (Colonna A)

⁽²⁾ All.5 Titolo V Parte IV Tab.1 D.Lgs.n°152/06, valori di concentrazione limite accettabili nel suolo e sottosuolo riferiti a siti ad uso commerciale e industriale (Colonna B)

⁽³⁾ Strumentazione utilizzata: microscopio elettronico a scansione JEOL JSM-IT100LA, microanalisi EDS JEOL con rivelatore SDD

NOTA: Per la determinazione del parametro amianto, metodica prevista dal DGR n. 859 del 18/07/2008 della Regione Liguria
Sul campione analizzato sono state rilevate fibre di amianto di tipo crisotilo inferiori al limite di quantificazione

*Prova non accreditata ACCREDIA

Laboratorio Prove Ambientali

Rapporto di prova n.0454/23

La normativa vigente non specifica la regola decisionale da adottare per cui il laboratorio propone quanto segue: la dichiarazione di conformità da inserire nel rapporto di prova non terrà conto dell'incertezza di misura, ma dipenderà unicamente dalla posizione del risultato di prova rispetto al limite di legge.

L'incertezza di misura è stata calcolata con un fattore di copertura $k=2$, corrispondente ad un intervallo di fiducia del 95%.

Seriate, lì 31.01.2023

Il Responsabile del Laboratorio Dott. Giancarlo Andreoletti
CHIMICO – Iscrizione n° 144 Sezione A Ordine dei Chimici e Fisici della Provincia di Bergamo

Documento con firma digitale avanzata ai sensi della normativa vigente

I risultati contenuti nel presente Rapporto si riferiscono esclusivamente all'oggetto provato.
Il documento non può essere riprodotto parzialmente, salvo approvazione scritta del Laboratorio.

La Società P&P LMC srl è inserita nell'elenco del Ministero della Salute dei laboratori qualificati ad effettuare le analisi sull'amianto mediante SEM (microscopia elettronica a scansione). Codice Laboratorio : LOM52

*P&P LMC srl è un'azienda con Sistema di Gestione per la Qualità certificato ISO 9001:2015.
Certificato CSQ n° 9175.ILMC*

FINE RAPPORTO DI PROVA