

COMMITTENTE:



Aps Holding s.p.a.
Società soggetta all'attività di direzione e coordinamento del Comune di Padova

IL DIRETTORE FUNZIONALE
Dott. Ing. Diego Galiazzo

IL RESPONSABILE UNICO DEL PROCEDIMENTO
Arch. Gaetano Panetta

PROGETTAZIONE:

MANDATARIA



MANDANTE

MANDANTE

MANDANTE



PINI ITALIA

PROGETTAZIONE DEFINITIVA DELLA NUOVA LINEA TRAMVIARIA NELLA
CITTÀ DI PADOVA SIR 3

STUDI ED INDAGINI

INDAGINI STRUTTURALI SUL PONTE S.OMIZZOLO SUL PIOVEGO

Fascicolo delle indagini in sito con loro ubicazione e report delle indagini

IL PROGETTISTA RESPONSABILE DELL'INTEGRAZIONE
Dott. Ing. Luca Bernardini

SCALA :

-

COMMESSA LOTTO FASE ENTE TIPO DOC. OPERA/DISCIPLINA PROGR. REV.

NP00 00 D Z3 PR GE0000 013 A

Revis.	Descrizione	Redatto	Data	Verificato	Data	Approvato	Data	Autorizzato Data
A	Emissione Esecutiva	R.SCHWARCZ	MAGGIO 2020	M.MARELLI	MAGGIO 2020	A. PERESSO	MAGGIO 2020	A.POLLI MAGGIO 2020

n.Elabor.:

Comune di Padova

ESECUZIONE DI VERIFICHE STRUTTURALI PRELIMINARI PONTE S.OMIZZOLO

IN RIFERIMENTO AL PROGETTO DEFINITIVO DELLA LINEA TRAMVIARIA SIR3 DI PADOVA



Committente: Raggruppamento temporaneo di progettisti costituito da Italferr S.p.A.
(mandataria), Erregi s.r.l., SDA Progetti, PINI Swiss Engineers

Tecnico incaricato: Ing. Riccardo Schvarcz

17/03/2020



Indice

1. INQUADRAMENTO	5
2. ISPEZIONE VISIVA	8
<i>IL METODO</i>	<i>8</i>
<i>IL PONTE S.OMIZZOLO.....</i>	<i>11</i>
<i>CONSIDERAZIONI FINALI.....</i>	<i>16</i>
3. PROVE IN SITO	19
<i>CAROTAGGI</i>	<i>22</i>
<i>DETERMINAZIONE DELLA PROFONDITÀ DI CARBONATAZIONE</i>	<i>26</i>
<i>PROVE ULTRASONICHE.....</i>	<i>27</i>
<i>INDAGINE PACOMETRICA E RILIEVO DELLE ARMATURE</i>	<i>31</i>
<i>PROVE DI DUREZZA SULLE BARRE DI ARMATURA: VICKERS.....</i>	<i>32</i>
<i>PROVE CON GEORADAR</i>	<i>33</i>
<i>PROVE ECOMETRICHE SUI PALI</i>	<i>34</i>
4. CONCLUSIONI.....	36
5. BIBLIOGRAFIA	39
ALLEGATO I: RELAZIONE FOTOGRAFICA.....	41
<i>VISTE GENERALI.....</i>	<i>43</i>
<i>VISTE DI DETTAGLIO</i>	<i>49</i>
ALLEGATO II: PROGETTO ORIGINALE	
ALLEGATO III: RILIEVO STRUTTURALE	
ALLEGATO IV: SCHEDE ISPEZIONE VISIVA	
ALLEGATO V: RISULTATI PROVE DI LABORATORIO	

1. INQUADRAMENTO

Lo scopo della presente relazione è quello di riportare i risultati della campagna di indagini preliminari svoltesi in data 28/02/2020, finalizzate alla valutazione e accertamento dello stato di conservazione del Ponte S. Omizzolo (detto anche Ponte Morgagni).

Queste indagini si sono rese necessarie in quanto tale infrastruttura sarà sede di passaggio del nuovo sistema tramviario della città di Padova SIR3.



Inquadramento del manufatto Ponte S. Omizzolo – Google Maps.

Il ponte è collocato nel centro di Padova e funge da collegamento tra le vie G.Morgagni e G.Gozzi (si veda la mappa sopra riportata). Al momento il traffico veicolare, che vede il passaggio anche di autobus, è in un unico senso di marcia, da via Morgagni verso via Gozzi¹.

¹ Si veda Allegato I "Relazione fotografica".

A commento di quanto riportato, si può dire che le misure rilevate a campione sembrano essere piuttosto coincidenti con quanto riportato nel progetto.

Presi quindi in considerazione gli elaborati progettuali sopracitati e fatto un sopralluogo preliminare insieme al laboratorio incaricato per identificare tutti gli eventuali impedimenti derivanti dalla morfologia dell'area, è stato adottato il seguente piano di indagini:

- Ispezione visiva
- Indagini e prove non distruttive:
 - carotaggi
 - prove di carbonatazione su provini in c.a.
 - indagini ultrasoniche su elementi in cls
 - indagini pacometriche/scarifiche
 - indagini Vickers
 - indagini Georadar
 - prove ecometriche a bassa energia – P.I.T.

2. ISPEZIONE VISIVA

In data 28/02/2020, congiuntamente alla campagna di prove eseguite in situ, è stata effettuata una ispezione visiva del ponte S. Omizzolo.

L'ispezione è avvenuta in due fasi, una prima generale effettuata dalle sponde del fiume e da sopra l'impalcato, e una seconda a bordo di una barca che ha permesso di visionare da vicino anche le parti inferiori del ponte, ovvero le pile, le spalle, l'intradosso dell'impalcato. Non è stato possibile esaminare da vicino la spalla alla sinistra orografica in quanto transennata tramite rete metallica fissa.



Spalla sinistra vista dalla sponda sinistra



Spalla sinistra vista dal fiume

Gli operatori, dotatisi di tutti i dispositivi di protezione necessari, si sono avvalsi della seguente attrezzatura:

- macchina fotografica digitale Nikon D50;
- tablet Apple iPad Pro;
- metro rigido;
- calibro;
- distanziometro laser;
- sclerometro.

IL METODO

Per rendere più efficace e sistematica l'indagine in situ, ma anche per restituire in modo più fruibile i risultati della stessa, si è deciso di impostare l'analisi secondo un metodo di valutazione numerica, adoperando modalità utilizzate nella letteratura di questo campo. L'ispezione visiva è stata accompagnata dalla compilazione in sito di schede preimpostate contenenti una lista di tutti i possibili tipi di degrado riscontrabili: ad ognuna

di queste tipologie sono stati assegnati dei valori ad indicazione della gravità del degrado, dell'estensione e dell'intensità.

Per ogni elemento strutturale del ponte è stata quindi predisposta una scheda, della quale si riporta di seguito un estratto a titolo di esempio:

SCHEDA ISPEZIONE PONTE S.OMIZZOLO						
MANUFATTO:					DR	#
Descrizione difetto	Visto	G	K1	K2	NOTE/FOTO	
			0,2/0,5/1	0,2/0,5/1		
CALCESTRUZZO	1.1 Macchie di umidità passiva	1				
	1.2 Macchie di umidità attiva	4				
	1.3 Cfs dilavato/ammalorato	2				
	1.4 Vespai	2				
	1.5 Distacco del copriferro	2				
	1.6 Armatura ossidata	5				
	1.13 Lesioni a ragnatela modeste	1				
	1.14 Fessure orizzontali	2				
	1.15 Fessure verticali	2				
	1.16 Fessure diagonali	5				
	1.17 Fessure longitudinali	2				
	1.18 Fessure trasversali	5				
	1.19 Lesioni/distacco travi/traversi	3				
	1.20 Staffe scoperte/ossidate	3				
	1.21 Lesioni attacco pilastri	2				
	1.22 Lesioni attacco trave/soletta	2				
	1.23 Armatura verticale deformata	5				
	1.25 Riprese successive deteriorate	1				
	1.26 Riduzione armatura di prec.	5				
	1.27 Umidità dall'interno	2				
	1.28 Armatura scoperta/ossidata testate	2				
	1.29 Danni da urto	4				
	1.30 Danni dagli apparecchi d'appog.	4				

Schema tipo di scheda utilizzata per l'ispezione visiva

Le schede complete per ogni elemento si trovano nell'allegato V "Schede di ispezione visiva".

In alto a destra, nell'esempio riportato, si può vedere l'indice DR, ovvero il valore che indica la "Difettosità Relativa" e che fornisce una rappresentazione numerica dello stato di degrado; più DR sarà elevato, maggiore sarà la gravità della condizione del manufatto.

«La valutazione numerica di DR avviene tramite la seguente formula di sommatoria:

$$DR = \sum (G \cdot K_1 \cdot K_2)$$

con:

G peso che il difetto assume rispetto alla gravità derivante dalle seguenti considerazioni:

- a) costituire un pericolo (rischio attuale);
- b) possibilità di ridurre le capacità portanti (rischio potenziale);
- c) costituire un innesco di altri difetti (rischio indotto);
- d) alto onere economico per il ripristino (rischio economico).

Il valore di G varia da 1 a 5, con G=5 attribuito solo a difetti dove è presente anche una delle condizioni a o b.

K₁ coefficiente di estensione; può assumere un valore variabile tra 0,2 / 0,5 / 1,0.

- 0,2 : il difetto analizzato è "presente", ma interessa solo una parte minima della zona o quantità di pertinenza;
- 0,5 : il difetto interessa tra il 30 ed il 70% della zona o quantità di pertinenza;
- 1 : il difetto interessa l'intera zona o quantità di pertinenza.

K₂ coefficiente di intensità o gravità; può assumere un valore variabile tra 0,2 / 0,5 / 1,0 in funzione dell'intensità o gravità del difetto analizzato.»³

Si può inoltre notare come sia presente una colonna recante la dicitura "visto": questa viene spuntata ad indicazione che quel difetto sia stato effettivamente preso in considerazione nello svolgersi dell'ispezione; si potranno però trovare alcune tipologie di degrado, all'interno delle schede, recanti la dicitura visto ma senza aver associato alcun valore per i coefficienti G, K₁ e K₂, in quanto tale difetto non è stato riscontrato. Diversamente in alcuni casi si potrà individuare la dicitura "non rilevabile" in quanto determinate parti degli elementi strutturali sono risultate inaccessibili.

Nelle schede inoltre è stata predisposta una sezione che potesse accogliere note e/o foto che meglio potessero descrivere il tipo di difetto analizzato.

Si ritiene sia importante specificare però come la funzione dell'ispezione non sia quella di determinare le cause o la pericolosità del difetto, ma come questa si delinei essere una

³ "Dalla valutazione numerica dello stato di degrado dei ponti al collaudo" , Settimo Martinello.

fondamentale componente all'interno dell'indagine generale, permettendo di dare una prima rappresentazione dello stato di degrado complessivo e, attraverso il metodo numerico, fornire un dato tangibile da poter utilizzare nella programmazione di eventuali interventi.


IL PONTE S.OMIZZOLO




Come anticipato sono stati presi in considerazione:

- la campata centrale dell'impalcato, con particolare riguardo all'osservazione delle selle Gerber;
- pile sinistra e destra orografica;
- la spalla destra orografica.

IMPALCATO

Questo manufatto risulta essere quello maggiormente sottoposto a fenomeni di degrado riscontrabili tramite la sola ispezione visiva. Nello specifico sono state identificate quattro tipologie di difetti che contribuiscono a far risultare l'indice DR pari a 6,2. In relazione a tale risultato è noto che per valori di difettosità relativa maggiori di 5, sia opportuno effettuare degli ulteriori approfondimenti.

Macchie di umidità attiva	G=4	
---------------------------	-----	--

Distacco del copriferro	G=2	
Armatura ossidata	G=5	
Massetti lesionati	G=2	

Tra le tipologie di degrado prese in considerazione sopra, solo l'armatura ossidata ha un indice di gravità pari a 5, ovvero il più oneroso. Si è potuto osservare, a causa del distacco del copriferro concentrato specialmente nelle aree delle selle Gerber, come l'armatura affiorante fosse completamente ossidata e corrosa superficialmente. La corrosione dei ferri d'armatura può portare, oltre che al distacco del copriferro protettivo, anche alla diminuzione della sezione dei tondini, che dovranno quindi necessariamente essere valutati più approfonditamente.

Si ritiene necessario fornire un commento relativamente anche al dato dei massetti lesionati. L'ispezione visiva è stata condotta parallelamente allo svolgersi delle prove in sito del laboratorio 4Emme; durante la fase di carotaggio della pavimentazione stradale si è potuto riscontrare uno strato di finitura sottostante lo spessore del binder, di circa 5,5cm e con caratteristiche equiparabili ad un massetto di finitura⁴, apparso ricco di inerti fini e friabili nell'atto dell'estrazione della carota. In questa occasione si è anche potuto individuare lo spessore della soletta⁵ ma è bene sottolineare che sia questa misura che il provino di massetto prelevato, anche sulla base delle prove georadar eseguite, siano dei campioni rappresentativi dello stato/geometria dell'intero impalcato, ma non esaustivi in quanto si tratta di saggi piuttosto limitati, come è d'uso per questa fase conoscitiva dell'analisi di un manufatto.

Dall'indagine eseguita si è potuto riscontrare uno spessore complessivo della pavimentazione stradale pari a circa 14cm; l'altezza dello spessore strutturale dell'impalcato è risultato essere pari a 20cm, corrispondente a quanto indicato nella relazione di calcolo originale.

Per completezza si aggiunge inoltre che i parapetti esistenti sembrerebbero non essere adeguati all'attuale normativa.




PILE



Le due pile, rispettivamente denominate pila sinistra (orografica) e pila destra (orografica) in relazione al corso del fiume, ad un'analisi visiva non appaiono particolarmente

⁴ Per maggiori dettagli si veda il capitolo relativo alle prove in sito e l'allegato V "Risultati delle prove di laboratorio"

⁵ Si veda l'allegato II.

soggette a gravi forme di degrado superficiale. L'indice DR è risultato pari a 3,1. I difetti di maggior rilievo in questo caso sono i seguenti:


Macchie di umidità attiva	G=4	
Cls ammalorato/dilavato	G=2	
Distacco del copriferro	G=2	

Armatura ossidata	G=5	
Lesioni a ragnatela modeste	G=1	

In questo caso si ripropone lo stesso problema di armatura ossidata e per la quale si fa riferimento a quanto già descritto sopra. Per quanto riguarda il difetto "lesioni a ragnatela modeste", nonostante questo abbia un indice di gravità minimo, si vuol far notare come entrambe le pile sembrino ricoperte da uno strato di rasatura e quindi di conseguenza, le lesioni a ragnatela interesserebbero uno strato superficiale più elastico rispetto a quello della struttura in calcestruzzo, della quale però non è purtroppo possibile dare un giudizio in merito in questa fase d'indagine.

SPALLA DESTRA

La spalla destra, come già anticipato, è stata l'unica delle due che si potuta visionare da vicino. In questo caso l'indice DR è risultato pari a 0,8 ma un valore così basso non descrive in realtà pienamente la situazione della spalla, poiché è visibile solo un lato della stessa in quanto l'altro risulta contro-terra. Il risultato dell'ispezione visiva di questo elemento deve quindi essere considerato come non del tutto rappresentativo.

Macchie di umidità attiva	G=4	
---------------------------	-----	---

L'unico difetto che si è potuto riscontrare ad occhio nudo, e che non appare come particolarmente gravoso in quanto poco diffuso, sono le macchie di umidità attiva.

CONSIDERAZIONI FINALI RISPETTO ALL'ATTIVITA' DI ISPEZIONE VISIVA

Come si evince da quanto descritto sopra, l'elemento strutturale che risulta avere maggiori problematiche derivanti da alcuni tipi di degrado, è l'intradosso dell'impalcato nella campata centrale. In questo caso si ritiene sarebbe opportuno svolgere delle ulteriori indagini per verificare lo stato di conservazione delle selle Gerber.

Per quanto riguarda le pile, potrebbe essere opportuno pensare a delle scarifiche locali di quella che sembra essere una rasatura superficiale, per sincerarsi del quadro fessurativo e di eventuali altri fenomeni riguardanti l'elemento portante in calcestruzzo.

Si fa notare che nella strumentazione a disposizione della squadra di ispezione, era presente anche uno sclerometro. Questo strumento permette di ottenere una stima delle caratteristiche meccaniche del calcestruzzo in opera, mediante un indice di rimbalzo, ovvero misurando l'energia elastica assorbita dal calcestruzzo a seguito di un impatto. L'energia assorbita dal calcestruzzo è correlata alla rigidezza e alla resistenza meccanica mediante relazioni empiriche.

L'indice di rimbalzo è correlato alla resistenza a compressione del calcestruzzo, ma è influenzato da numerosi altri 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 grossi granuli e dallo spessore di carbonatazione del calcestruzzo stesso.

Nel caso del ponte S. Omizzolo però, in occasione della giornata di indagini, si è ritenuto di non eseguire la prova. Questo perché, come già accennato, essendo state le prove del laboratorio condotte parallelamente all'ispezione visiva, si è potuto constatare in loco quali fossero i dati della carbonatazione dei provini estratti in vari punti tramite carotaggio.



Carota avente uno spessore di carbonatazione medio pari a 5cm.

A titolo d'esempio si riporta l'immagine di una carota prelevata in situ. Si può vedere come lo spessore di calcestruzzo carbonatato sia piuttosto consistente, poiché superiore mediamente a 20mm ma raggiungendo profondità anche pari a 60mm. Di conseguenza, si è deciso di non eseguire le prove sclerometriche.

Si rimanda al prossimo capitolo e all'allegato V per la descrizione ed i risultati delle prove in sito.

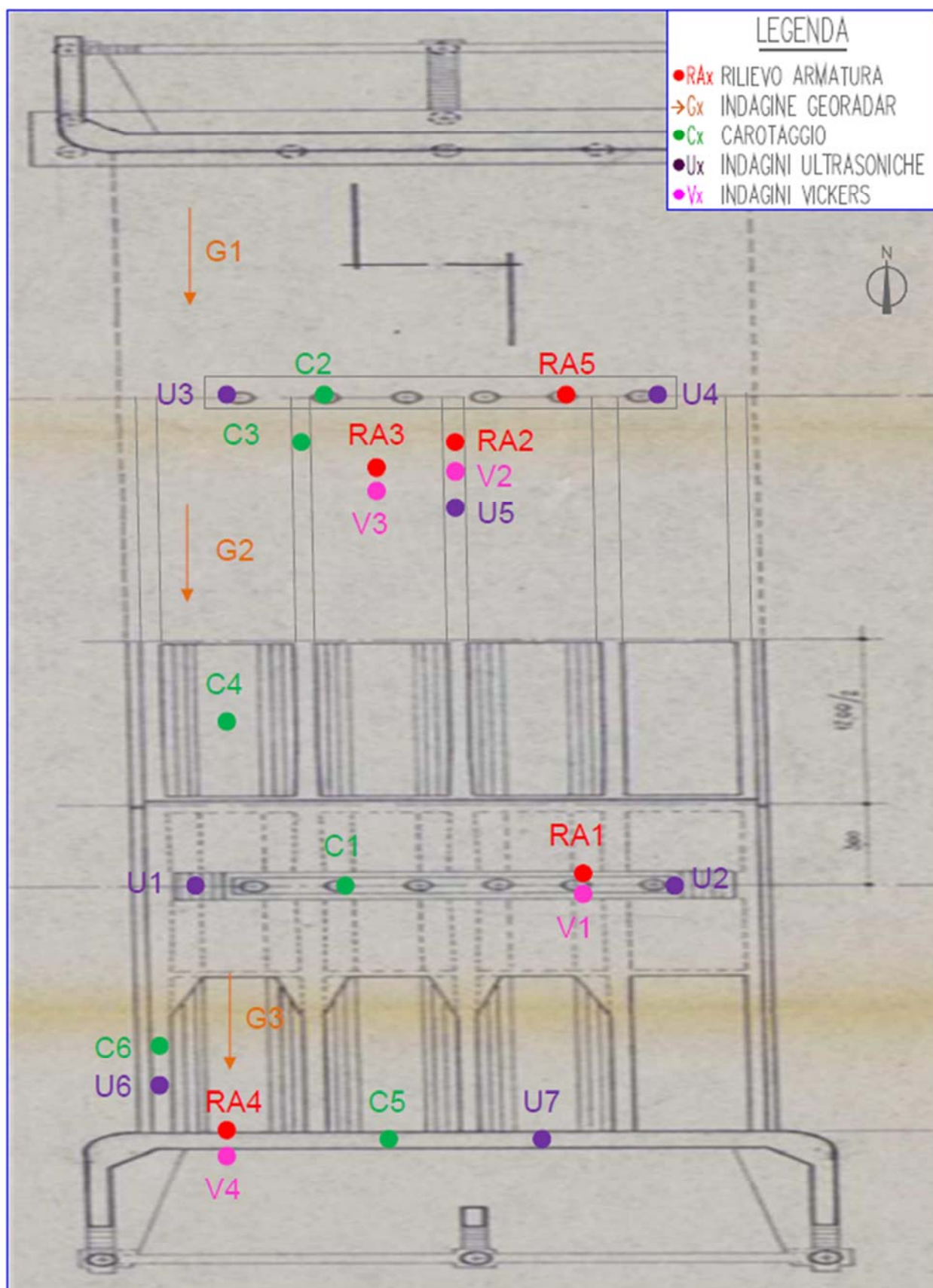
3. PROVE IN SITO

Come menzionato sopra, parallelamente alla campagna di indagine visiva del 28 febbraio 2020, si è svolta da parte del laboratorio 4Emme quella di prove in situ per valutare le caratteristiche dei materiali.

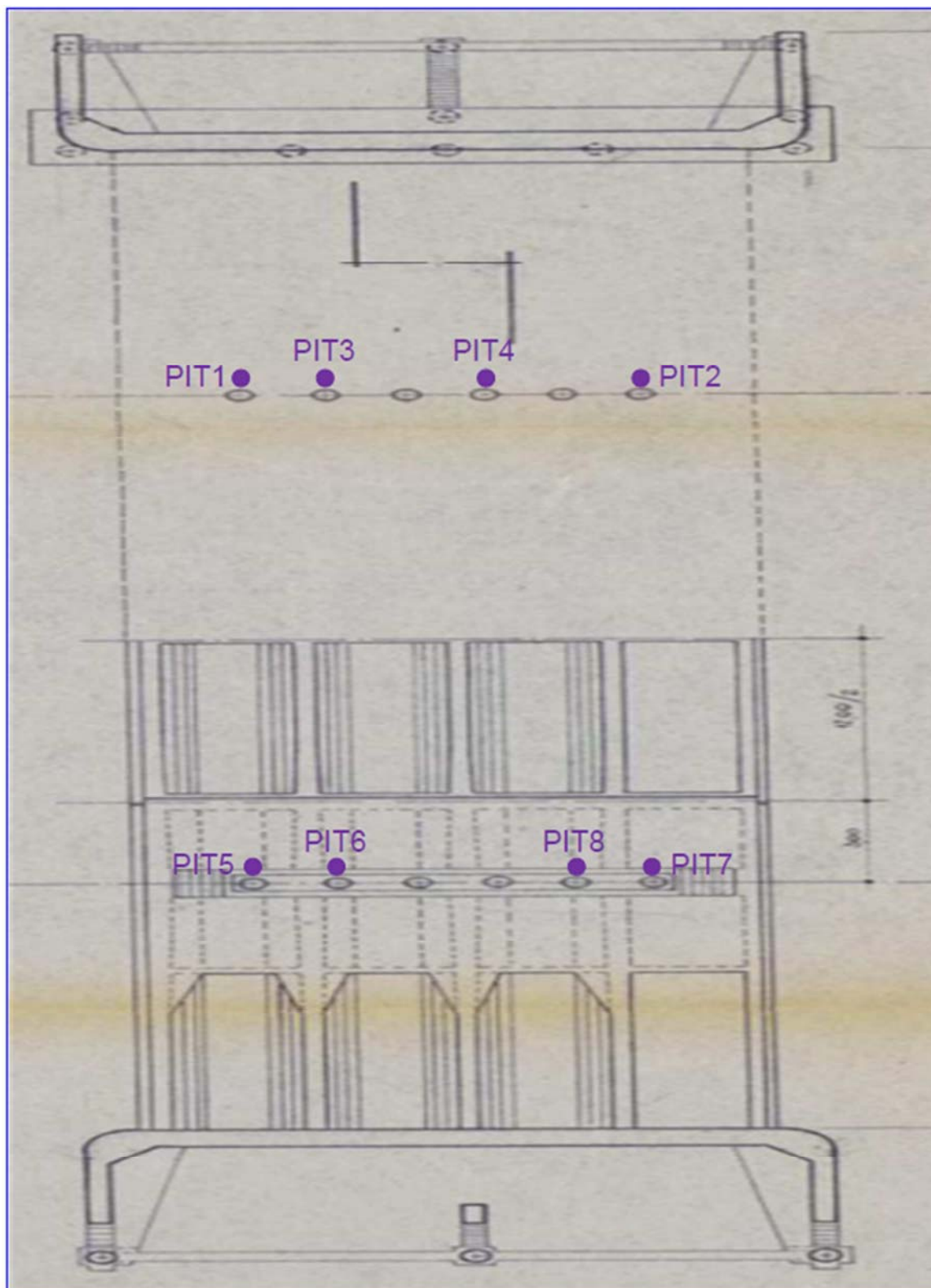
La tipologia, la quantità e la localizzazione delle prove sono state determinate, in accordo con il laboratorio, sulla base del numero e degli elementi che compongono l'opera in oggetto, del contesto ambientale, dell'accessibilità ai luoghi, delle indicazioni rappresentate nella relazione di calcolo e negli elaborati progettuali storici, con lo scopo di analizzare le caratteristiche dei materiali costituenti l'opera e le tecniche costruttive.

A seguito della ricerca eseguita, si è deciso di utilizzare le seguenti tipologie di prova:

- stima della resistenza meccanica in situ mediante carotaggi;
- determinazione della profondità di carbonatazione tramite l'uso di fenolftaleina;
- stima delle caratteristiche meccaniche in opera mediante la velocità di propagazione di micro-impulsi (ultrasonici);
- individuazione della posizione delle armature e stima dello spessore del copriferro mediante l'utilizzo di pacometro e di scarifiche;
- indagini Vickers per determinare la durezza delle barre di armatura;
- prove Georadar per l'individuazione del pacchetto stradale;
- prove ecometriche sui pali per la determinazione della lunghezza.



Localizzazione delle prove eseguite



Localizzazione delle prove P.I.T.

Si riportano di seguito nel dettaglio le metodologie di prova utilizzate.

CAROTAGGI

Questa tipologia di prova permette una valutazione della resistenza meccanica del calcestruzzo, con il fine di verificare l'accettabilità o meno del calcestruzzo in opera.

La resistenza R_{is} (che nel seguito si definisce resistenza strutturale), si determina tramite l'estrazione e successiva compressione in laboratorio, di provini cilindrici dal manufatto; essa è generalmente inferiore a quella determinata con i provini preparati nel corso della messa in opera del calcestruzzo (R_c , che nel seguito si definisce resistenza potenziale), costipati e maturati in condizioni standard e che rappresenta il limite superiore di quella specifica fornitura.



Realizzazione dell'estrazione del provino tramite carotatrice

Fra i fattori che determinano tale differenza si possono citare, in termini di resistenza strutturale: le modalità di posa in opera e di compattazione, la maturazione (curing) e l'effetto del prelievo della carota. Il valore di compressione di una carota, infatti, è intuitivamente più debole del valore ottenuto dal suo equivalente provino (cilindrico o cubico, confezionato secondo UNI EN 12390-2) in quanto la superficie di carico della carota contiene frazioni di aggregato "tagliato" non interamente reagenti alla sollecitazione di carico e che contribuiscono, "per adesione", alla capacità di resistenza della carota e quindi in misura ridotta rispetto a quella di aggregati perfettamente inglobati nell'equivalente campione cilindrico.

In mancanza di un'esperienza diretta è infatti accettabile assumere che, a parità di tempo di maturazione, la resistenza strutturale (in situ) sia comunque non inferiore a 0,85 volte la resistenza del calcestruzzo messo in opera, come si vedrà nel seguito.

La stima, e quindi il giudizio della qualità del calcestruzzo in opera va effettuata secondo le procedure indicate nelle "LINEE GUIDA PER LA VALUTAZIONE DELLE CARATTERISTICHE DEL CALCESTRUZZO IN OPERA", Sezione del Consiglio Superiore dei LL.PP. nella adunanza del 30 marzo 2017; tale considerazione va formulata sulla scorta della resistenza determinata su carote prelevate, deve fare ricorso a correttivi per compensare il maggiore o minore effetto di confinamento, in funzione della snellezza del campione, applicato dalle piastre alle estremità del campione nella prova di compressione, ma soprattutto dell'effetto del disturbo causato dalle operazioni di prelievo: detensionamento del campione, annullamento del confinamento degli aggregati, deterioramento del legame all'interfaccia legante-aggregato dovuto alle azioni meccaniche di prelievo. Si può infatti affermare che la resistenza alla compressione, determinata su carota, è penalizzata dalla riduzione in quota parte del contributo proveniente dagli aggregati presenti sulla superficie laterale della carota. Tale effetto, a parità di diametro del provino, viene minimizzato per calcestruzzi di classe di resistenza elevata e si riduce al crescere della dimensione massima degli aggregati presenti.

Questa riduzione di resistenza deve essere considerata nel calcolo della resistenza strutturale, tramite l'introduzione di un coefficiente moltiplicativo detto Fattore di disturbo F_d .

Dall'esame della letteratura esistente sull'argomento si è riscontrato che il valore di F_d decresce all'aumentare della resistenza f_{carota} rilevata sulla specifica carota.

f_{carota} [N/mm ²]	10	20	25	30	35	40
F_d	<i>1.10</i>	<i>1.09</i>	<i>1.08</i>	<i>1.06</i>	<i>1.04</i>	<i>1.00</i>

Tabella del fattore di disturbo in funzione della resistenza a compressione delle carote ($h/d=1$; $d=100\text{mm}$)

Da letteratura il fattore di disturbo F_d per valori di f_{carota} superiori a 40 N/mm² resta pari a 1. Tali coefficienti andranno applicati al singolo risultato della carota. Il valore caratteristico derivante dall'elaborazione di tutti i risultati corretti sarà poi confrontato con il limite di 0,85 R_{ck} di progetto.

La UNI EN 12504-1 prevede che, se la resistenza potenziale è espressa in valori cubici, l'eventuale determinazione della resistenza strutturale va effettuata su campioni ricavati da carote aventi rapporto $h/d = 1$. Pertanto, il valore della resistenza strutturale di ciascuna carota, nel caso di provini ottenuti da carote con rapporto $h/d=1$, si determina come segue:

$$F_{carota} \cdot F_d = R_c$$

Se si definisce "resistenza strutturale" o "in sito" ($R_{c,is}$ e $f_{c,is}$) la resistenza del calcestruzzo in opera, misurata mediante il prelievo di una serie significativa di carote, e "resistenza potenziale" (R_c e f_c) quella misurata sui campioni convenzionali, correttamente confezionati e maturati, si può assumere – secondo la letteratura tecnica-specialistica ed in mancanza di una sperimentazione specifica – che la resistenza strutturale sia non inferiore a 0,85 volte la resistenza potenziale del calcestruzzo messo in opera.

In sintesi, in termini concettuali il confronto fra resistenza strutturale e resistenza potenziale risulta positivo se:

$$R_{c,is} > 0,85R_c \quad \text{oppure} \quad f_{c,is} > 0,85f_c$$

Sulla base di quanto sopra descritto, una volta determinato il valore della resistenza strutturale di ciascuna carota, si deve pervenire alla stima del valore della resistenza caratteristica strutturale in situ complessiva, che può essere direttamente confrontata con la resistenza caratteristica di progetto. In tal caso il criterio di conformità che deve essere applicato, come già detto, con riferimento a quanto contenuto nelle Norme tecniche per le costruzioni par.11.2.6 è rappresentato dalla disuguaglianza:

$$R_{ck,is} \geq 0,85R_{ck} \quad \text{oppure} \quad f_{ck,is} > 0,85f_{ck}$$

Anche ai fini della valutazione sulla durabilità dell'opera, in mancanza di specifiche prescrizioni, si può utilizzare il valore della resistenza caratteristica ottenuta da prove su carote, elaborate con il metodo di cui sopra, come valore da confrontare con la minima classe di resistenza necessaria per coprire la classe di esposizione richiesta, utilizzando il prospetto 4 riportato nella UNI 11104 Istruzioni complementari per l'applicazione della EN 206-1.

Nel caso specifico esaminato la resistenza caratteristica strutturale in situ è così risultata:

Sigla provino	Data estrazione	Posizione in opera	h/d	Massa volumica kg/m ³	Resistenza a compressione f _{carota} [N/mm ²]	Resistenza strutturale in situ R _c
C1	28/02/2020	Pila 1 - da dx orografico	1	2356	20,0	21,8
C2	28/02/2020	Pila 2 - da dx orografico	1	2342	17,8	19,4
C3	28/02/2020	Campata centrale - 2° trave da monte	1	2409	39,8	40,6
C4	28/02/2020	Campata centrale - soletta	1	2453	64,9	64,9
C5	28/02/2020	Spalla 1 - da dx orografico	1	2303	11,6	12,9
C6	28/02/2020	Prima campata - trave di bordo da monte	1	2378	35,1	36,3

DETERMINAZIONE DELLA PROFONDITÀ DI CARBONATAZIONE

Le procedure per l'esecuzione della prova sono descritte dalla norma UNI EN 14630 ("Determinazione della profondità di carbonatazione con il metodo della fenolftaleina") o nella UNI 9944 ("Corrosione e protezione dell'armatura del calcestruzzo. Determinazione della profondità di carbonatazione e del profilo di penetrazione degli ioni cloruro nel calcestruzzo.").

La prova si basa sulla proprietà di un indicatore chimico ad indicare, con variazione di colore, la basicità di una soluzione acquosa presente su una superficie. Generalmente è utilizzata una soluzione all'1% di fenolftaleina in alcool etilico. La fenolftaleina vira al rosso al contatto con soluzioni il cui pH è maggiore di 9.2 e rimane incolore per valori di pH minori, quali quelle del calcestruzzo carbonatato.



Provino in parte carbonatato

Nel caso specifico, per le carote prelevate, sono stati riscontrati i seguenti valori:

Sigla provino	Posizione in opera	Carbonatazione [mm]	Carbonatazione media [mm]
C1	Pila 1 - da dx orografico	38 ÷ 55	46,5
C2	Pila 2 - da dx orografico	52 ÷ 62	57
C3	Campata centrale - 2° trave da monte	33 ÷ 40	36,5
C4	Campata centrale - soletta	0	0
C5	Spalla 1 - da dx orografico	23 ÷ 47	35
C6	Prima campata - trave di bordo da monte	21 ÷ 32	26,5



Altri provini in cui si può osservare la carbonatazione, rispettivamente le carote n.2 e n.3,

PROVE ULTRASONICHE

Questa tipologia di prove viene utilizzata nella stima delle caratteristiche meccaniche del calcestruzzo.

Le procedure per l'esecuzione della prova sono descritte dalla norma UNI EN 12504-4 ("Prove sul calcestruzzo nelle strutture – Determinazione della velocità di propagazione degli impulsi ultrasonici").

Il metodo basato sulla misura della velocità di propagazione di ultrasuoni consiste nello studio della propagazione di onde elastiche longitudinali all'interno del calcestruzzo. Caratteristica del metodo è quella di tener conto delle proprietà meccaniche globali del materiale.

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 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:

- l'umidità;
- la composizione della miscela;
- il grado di maturazione.

La determinazione della velocità deve avvenire in un intervallo di temperatura compreso tra 5°C e 30°C, 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 è opportuno, preliminarmente all'esecuzione della prova, localizzare le armature stesse mediante idonei dispositivi.

L'esecuzione delle prove si svolge 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 tramite sonde puntiformi o sonde a superficie piana. In entrambi i casi la bontà delle misure è legata alla realizzazione del corretto accoppiamento tra sonda e calcestruzzo. Nel caso delle sonde puntiformi ciò si ottiene esercitando una pressione adeguatamente elevata contro il calcestruzzo. Nel caso, invece delle sonde piane è necessario interporre tra sonda e calcestruzzo un appropriato materiale d'accoppiamento (es.: grasso di vaselina).

L'elaborazione delle misure di velocità di propagazione di micro-impulsi consiste nel calcolo delle velocità di propagazione v_p con la seguente relazione:

$$v_p^2 = \frac{E_d}{M_v} \cdot \left[\frac{1 - \nu}{(1 + \nu) \cdot (1 - 2\nu)} \right]$$

dove:

E_d è il modulo elastico dinamico [MPa]

M_v è la massa volumica [kg/m³]

ν è il modulo di Poisson.

La velocità di propagazione v_p si esprime arrotondando il valore ai più prossimi 10 m/s.

In relazione a tale metodo di indagine, è importante precisare che la velocità degli ultrasuoni non può essere utilizzata come un mezzo di valutazione "assoluto" ma deve costituire esclusivamente un metodo di stima della resistenza a compressione, da valutare ed utilizzare sempre in associazione ai risultati ricavati dalle prove distruttive su carote estratte da getti omogenei di singole opere.

Da studi effettuati risulta, infatti, che la correlazione tra la resistenza a compressione R_c e la velocità di propagazione v_p non sia univoca ma strettamente connessa alle

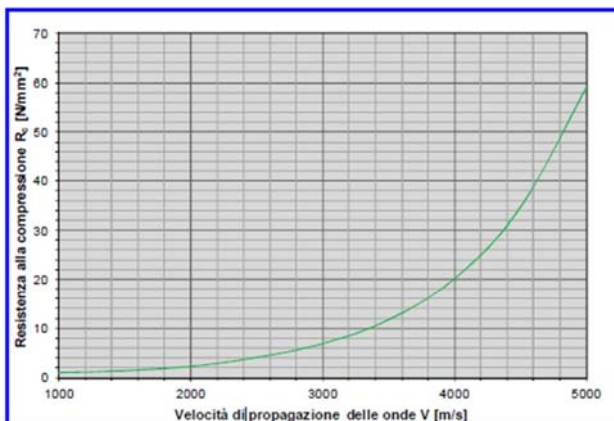
caratteristiche dello specifico calcestruzzo indagato e pertanto variabile da cantiere a cantiere; in sostanza il medesimo valore della velocità di propagazione v_p può essere riscontrato su un calcestruzzo $R_c = 30 \text{ N/mm}^2$ come su un calcestruzzo $R_c = 40 \text{ N/mm}^2$.

Nel caso specifico si è potuta riscontrare una certa corrispondenza nella qualità del calcestruzzo confrontando i valori della velocità degli ultrasuoni e la resistenza rilevata dalle prove sulle carote. Le caratteristiche meccaniche del calcestruzzo dell'impalcato sembrano essere buone, mentre per quelle relative alle pile e alle spalle sono stati individuati dei valori scadenti; per questo motivo si ritiene opportuno effettuare indagini più approfondite.

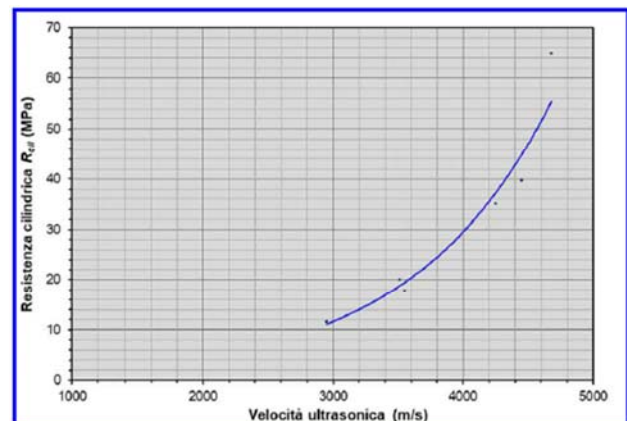
Si riportano i dati ottenuti (NB –quella riportata è la resistenza cilindrica della carota e non quella strutturale in situ R_c):

Sigla provino	Posizione in opera	Resistenza cilindrica R_{cil} [MPa]	Diametro inerte massimo [mm]	Velocità ultrasonica
C1	Pila 1 - da dx orografico	20,0	28	3510
C2	Pila 2 - da dx orografico	17,8	32	3550
C3	Campata centrale - 2° trave da monte	39,8	40	4450
C4	Campata centrale - soletta	64,9	32	4680
C5	Spalla 1 - da dx orografico	11,6	34	2950
C6	Prima campata - trave di bordo da monte	35,1	30	4250

A seguire si riporta il confronto delle curve di correlazione tra velocità di propagazione delle onde elastiche $[v]$ e la resistenza a compressione $[R_{cil}]$, relative al riferimento normativo e al riferimento del sito oggetto d'indagine.



Riferimento di normativa



Riferimento in situ Ponte S.Omizzolo

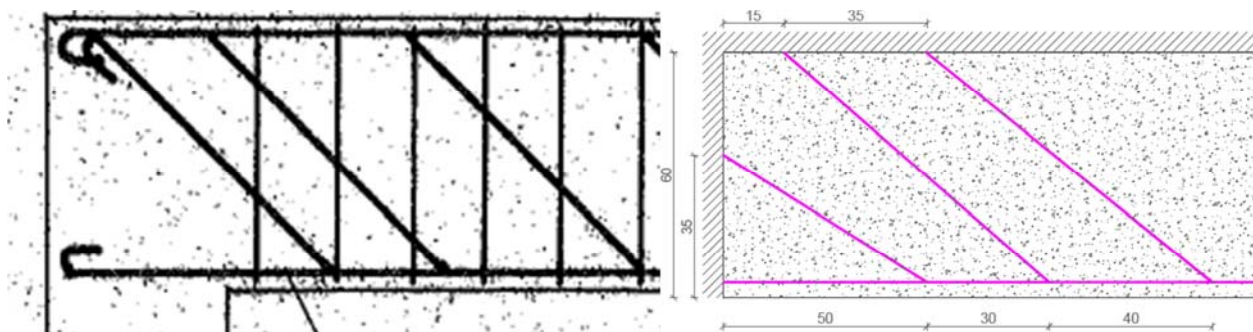
INDAGINE PACOMETRICA E RILIEVO DELLE ARMATURE

L'indagine tramite pacometro ha permesso di valutare in generale la distribuzione delle armature sul manufatto, mentre attraverso scarifiche locali è stato possibile valutare/stimare il diametro delle barre e lo spessore del copriferro.

Il pacometro è un dispositivo magnetico che si basa sul principio per cui la presenza dell'acciaio immerso nel calcestruzzo influenza il campo magnetico generato da un elettromagnete.

Nel caso specifico si è proceduto nel rilievo armature come nella relazione del laboratorio allegata.

In particolare si è potuto verificare all'appoggio di estremità dell'impalcato, la congruenza del profilo longitudinale dell'armatura con quello del progetto originario:



Schema ferri longitudinali piegati – progetto originale Schema ferri longitudinali piegati – rilievo

In fase di rilievo inoltre sono state individuate le barre di diametro 26mm corrispondenti a quelle del progetto originario, aventi una sezione non tonda ma a croce, una tipologia di barre utilizzata negli anni 50, che sembrerebbe essere riconducibile al tipo *Drillwulst* o *Roxor*, appartenenti alla categoria di acciai speciali europei.

PROVE DI DUREZZA SULLE BARRE DI ARMATURA: VICKERS

Le prove di durezza Vickers sono un metodo ottico in cui si misura la dimensione dell'impronta lasciata da un penetratore. Maggiore sarà l'impronta lasciata dal penetratore sulla superficie di un campione a una forza di prova definita, più il materiale testato sarà definito come morbido.

Per determinare la durezza Vickers (HV) secondo la norma ISO 6507, un penetratore piramidale (con angolo al vertice di 136°) viene spinto in un campione con un carico di prova definito a partire da 1 gf.

Attraverso i valori di durezza Vickers (HV) ottenuti, si calcola la resistenza a trazione delle barre tramite la formula seguente:

$$R_t = Brinell \cdot 3,35 \quad \text{se } Brinell \leq 175$$

$$R_t = Brinell \cdot 3,338 \quad \text{se } Brinell > 175$$

dove:

R_t = resistenza a trazione per ogni singola prova

Brinell = durezza Brinell pari a 0,95 HV (durezza Vickers) secondo le norme DIN

Si riporta una tabella riepilogativa con i risultati di tutte le zone d'indagine:

Indagine n.	Elemento		Durezza Hv misurata							Media Hv	Brinell Br	Resist. a trazione R _t MPa
		rif.	Hv							Hv	Br	
V1	Pila 1 da dx orografico	Armatura verticale	162	164	160	163	165	161	159	163	154	517,2
			161	163	166	162	166	163	160			
		Armatura orizzontale	142	137	140	144	138	140	142	140	133	444,2
			139	135	141	139	136	142	139			
V2	3 ^a trave da monte campata centrale	Armatura principale	288	290	286	291	289	287	284	288	274	913,1
			285	287	290	288	292	286	288			
		Staffa	181	179	176	180	178	175	178	178	169	566,5
			178	180	177	179	174	180	177			
V3	Soletta campata centrale	Armatura trasversale	166	169	164	167	170	166	168	167	159	531,3
			165	167	170	165	169	167	164			
V4	Spalla 1 da dx orografico	Armatura verticale	164	161	157	162	164	159	161	161	153	511,5
			161	163	159	161	156	162	160			
		Armatura orizzontale	147	150	148	145	153	150	148	149	141	473,1
			147	151	149	146	152	146	149			

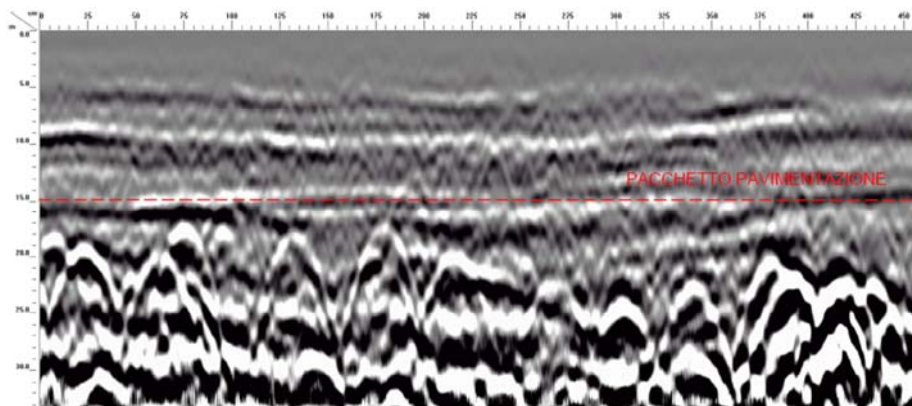
Gli acciai sembrano avere caratteristiche congruenti con quelli indicati da progetto tipo Aq50, fatta eccezione per le barre di armatura principale inferiori delle terza trave di impalcato che per geometria e caratteristiche riscontrate sembrano afferire agli acciai speciali europei dell'epoca tipo *Drillwulst* o *Roxor* già citate in precedenza, con valori di resistenza a rottura particolarmente elevati.

PROVE CON GEORADAR

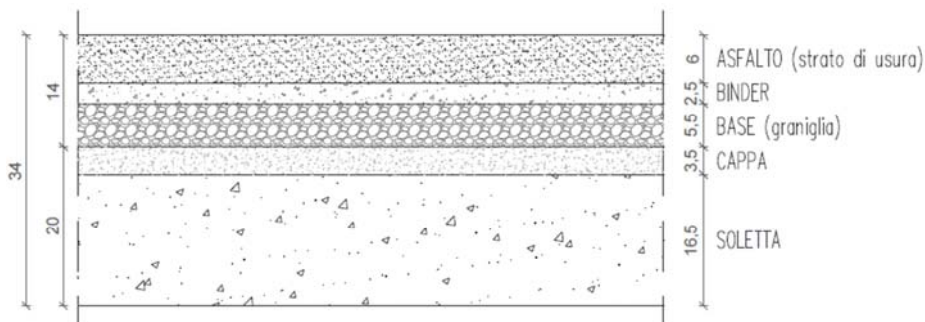
L'indagine Georadar è una metodologia di tipo geofisico a riflessione di impulso elettromagnetico per le indagini superficiali. Questo tipo di prova permette di indagare la geometria degli elementi non visibili al fine di acquisire informazioni su tecniche costruttive, elementi strutturali, armature e difetti; il georadar è basato sulla misura delle proprietà fisiche (resistività elettrica, permittività dielettrica, polarizzabilità indotta) dei materiali mediante la trasmissione di impulsi elettromagnetici: la riflessione dell'onda radar emessa avviene infatti a causa delle differenti caratteristiche elettriche dei materiali attraversati.



Tale strumentazione ha reso possibile individuare la stratigrafia della pavimentazione stradale:



Radargramma G1
dell'impalcato stradale



Schema sezione verticale
della pavimentazione
stradale

Da tale rilievo, effettuato in tre punti distinti, si è potuto verificare che la pavimentazione stradale ha uno spessore che varia tra i 13,5 ed i 15cm, corrispondenti quindi circa con il saggio effettuato durante il carotaggio dell'impalcato.

PROVE ECOMETRICHE SUI PALI

Scopo della prova è verificare la lunghezza utile di un palo e di rilevare la presenza di eventuali irregolarità e/o fratture.

Nei test sonici, la testa del palo viene percossa con un martello e le onde di riflessione sono registrate da un sistema computerizzato.



Esecuzione delle prove P.I.T.

Dai risultati grafici del riflettogramma, può essere determinata in maniera univoca sia la continuità che la lunghezza del palo.

L'onda viaggiando attraverso il palo perde energia per effetto degli attriti interni ed ogni qualvolta che incontra una variazione nella sua sezione, viene generata un'onda riflessa che si propaga verso l'alto, dove viene rilevata dall'accelerometro.

La forma d'onda così acquisita fornisce quindi, dopo opportuna analisi, informazioni su eventuali diminuzioni e aumenti di sezione o, nei casi più gravi, fratture e discontinuità lungo il palo.

Nel caso in oggetto sono state eseguite 8 prove sulle fondazioni profonde delle pile. Per il dettaglio si veda la relazione allegata.

Si riportano di seguito i risultati ottenuti:

PILA LATO SX OROGRAFICO (VIA GOZZI)					
V	PIT1	PIT2	PIT3	PIT4	Commento
m/s	Lunghezza L m				
3000	9,00	8,40	9,25	8,80	L'infissione del palo nel terreno solido si può localizzare a circa 3,2+3,9 metri, considerata la quota zero dei grafici sul traverso di collegamento. L'analisi dei grafici porta a ipotizzare una velocità di trasmissione del segnale di 3400+3600 m/s. A quota di circa 7+8 metri si manifesta una risonanza che indica un probabile cambio di stratigrafia.
3200	9,60	9,00	9,90	9,40	
3400	10,30	9,50	10,50	10,00	
3600	10,90	10,10	11,20	10,75	
3800	11,50	10,60	11,80	11,30	

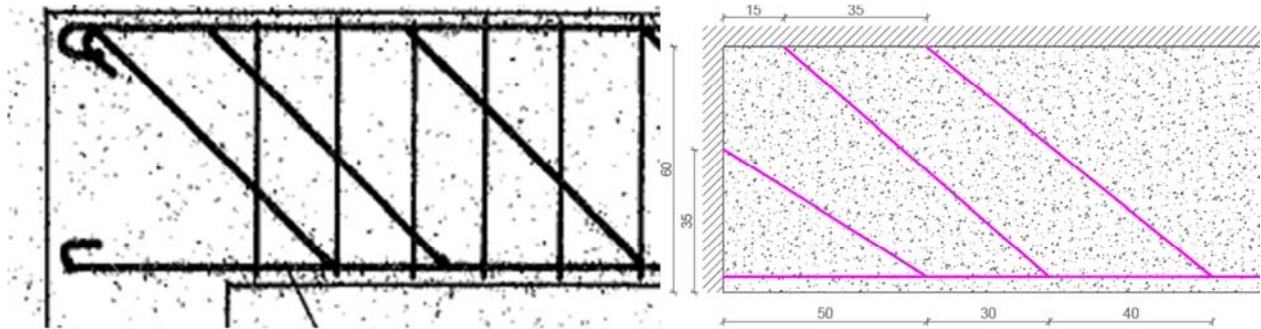
PILA LATO DX OROGRAFICO (VIA MORGAGNI)					
V	PIT5	PIT6	PIT7	PIT8	Commento
m/s	Lunghezza L m				
3000	9,30	8,30	8,50	8,45	L'infissione del palo nel terreno solido si può localizzare a circa 3,9+4,5 metri, considerata la quota zero dei grafici sul traverso di collegamento. L'analisi dei grafici porta a ipotizzare una velocità di trasmissione del segnale di 3400+3600 m/s. A quota di circa 6+7 metri si manifesta una risonanza che indica un probabile cambio di stratigrafia.
3200	9,90	8,70	9,10	9,00	
3400	10,50	9,20	9,60	9,50	
3600	11,20	9,80	10,20	10,10	
3800	11,85	10,35	10,70	10,65	

Per quanto riguarda i pali indagati si è potuto rilevare che la lunghezza risulta essere compatibile con quella di 9,2m dichiarata da progetto originario. Non appaiono variazioni di sezione lungo il fusto e/o interruzioni per gravi fessurazioni.

Si è potuto anche riscontrare che dalla quota di -7m dal traverso alla base delle pile, vi sia un probabile cambio di stratigrafia del terreno compatibile con l'infissione della punta dei pali.

4. CONCLUSIONI

Dall'analisi della relazione di calcolo storica originale⁶ e come effettivamente rilevato in situ, emerge che le armature a flessione delle travi d'impalcato nella zona degli appoggi Gerber siano state scalate in funzione del momento flettente.



Schema ferri longitudinali piegati – progetto originale Schema ferri longitudinali piegati – rilievo

La grande quantità di barre piegate è sufficiente a sostenere la maggior parte dello scorrimento, ma alle staffe compete solo una minima percentuale dello stesso. Ne consegue l'impossibilità di instaurarsi del traliccio resistente (ancorché isostatico alla Mörsch) e quindi la formazione di lesioni per taglio.

Tramite l'ispezione visiva si è potuto vedere che l'appoggio della campata centrale in sella Gerber appare privo di fenomeni di fessurazione (in particolare non si sono riuscite ad osservare fessure inclinate innescate da azioni taglianti) che potrebbero incrementare la rotazione reciproca dell'appoggio sulla sella Gerber;



Vista da sotto l'impalcato



Vista di dettaglio sella Gerber

⁶ Si veda l'allegato II.

tuttavia in relazione al distacco del copriferro su aree piuttosto diffuse, all'ossidazione dell'armatura di appoggio, si ritiene opportuno effettuare degli approfondimenti specifici in fase di progettazione esecutiva, al fine di verificare lo stato di conservazione dell'armatura interna, le quantità in gioco e quindi valutare lo schema resistente, anche in relazione ai futuri carichi di progetto (come chiaramente emerge dall'ispezione visiva fatta per il manufatto – si veda la “Scheda ispezione ponte” relativa).

Sempre per quanto riguarda l'analisi a vista, per i manufatti portanti pile e spalle, si riscontra che lo stato di conservazione sia piuttosto buono; a seguito però delle prove tramite fenolftaleina, si ritiene comunque opportuno effettuare delle riflessioni riguardo lo spessore di carbonatazione che ha deteriorato il copriferro, ovvero lo spessore a protezione delle armature; sarebbe inoltre opportuno valutare l'esecuzione di sistemi di protezione appropriati che mitigino significativamente la penetrazione dell'anidride carbonica, come ad esempio attraverso l'uso di malte protettive cementizie aventi un'elasticità adeguata per gli interventi di ripristino corticali.

Un'ulteriore doverosa riflessione riguarda la pavimentazione stradale: lo spessore del conglomerato bituminoso è pari a circa 8,5cm tra binder e tappeto di usura; tra lo stato di conglomerato bituminoso e la soletta collaborante dell'impalcato vi è uno strato granulare assimilabile ad un massetto di 5,5cm circa, mentre sembrerebbe che lo spessore totale della soletta in c.a. sia di circa 20cm. Lo spessore pertanto utile a posizionare la piattaforma tramviaria dovrà essere non superiore a 14cm; nel caso di spessori maggiori dovranno essere svolte le opportune verifiche.

Durante l'ispezione visiva della pavimentazione non si sono riscontrate fessurazioni, deformazioni plastico-viscose, difetti superficiali, altri danni in genere; i parapetti/barriere di sicurezza appaiono vetusti e dovrebbero essere sottoposti a verifica, dimensionati in funzione della classe di contenimento richiesta, per l'impiego specifico, dalle norme nazionali applicabili.

Si è potuto inoltre notare che lo smaltimento dei liquidi provenienti dall'impalcato viene effettuato in modo da non arrecare danni o pregiudizio all'opera stessa, alla sicurezza del traffico e ad eventuali opere ed esercizi sottostanti il ponte.

Va valutato, in funzione della particolare importanza dell'opera, o per la natura dell'opera stessa o per la natura dell'ambiente circostante, se prevedere in fase di progettazione esecutiva la realizzazione di un apposito impianto di depurazione.

In relazione ai risultati delle prove in sito e alle indagini limitate alle sole pile si ritiene che i pali indagati siano integri e di lunghezza pari a quella di progetto; per quanto riguarda le fondazioni profonde delle spalle, si ritiene opportuno effettuare delle indagini ulteriori in fase di esecuzione allo scopo di verificarne il numero, l'integrità e la loro profondità.

Per quanto attiene la qualità del calcestruzzo e le relative caratteristiche meccaniche del materiale, si è potuto constatare la corrispondenza in termini di resistenza ($R_{ck} \geq 30\text{MPa}$) nella struttura dell'impalcato, mentre su pile e spalle una minore prestazione meccanica; in merito a questo ultimo aspetto, anche in relazione alle limitate prove effettuate, si ritiene opportuna la necessità di svolgere ulteriori approfondimenti su tali manufatti.



5. BIBLIOGRAFIA

- Università degli Studi di Padova - Dipartimento Ingegneria civile, edile e ambientale, Svolgimento di attività di ricerca per la gestione dei ponti della rete stradale comunale, Scheda n.25 "Ponte Morgagni", dicembre 2017.
- "Dalla valutazione numerica dello stato di degrado dei ponti al collaudo" , Settimo Martinello; in Nuovi orientamenti per la progettazione di Ponti e Viadotti, M. Arici and E. Siviero (Eds), Taormina, 2005.
- Le caratteristiche meccaniche degli acciai impiegati nelle strutture in c.a. realizzate dal 1950 al 1980; Gerardo Mario Verderame, Paolo Ricci, Marilena Esposito, Filippo Carlo Sansiviero, Dipartimento di Ingegneria Strutturale, Università degli Studi di Napoli Federico II.

ALLEGATO I: RELAZIONE FOTOGRAFICA

VISTE GENERALI



1. Vista d'insieme dal corso del fiume in direzione da est a ovest



2. Vista da sopra l'impalcato in prossimità della spalla destra



3. Vista impalcato e pile in dalla sponda destra



4. Vista da sotto l'impalcato dalla pila sinistra



5. Vista da sotto l'impalcato in direzione pila sinistra



6. Vista da sotto l'impalcato in direzione pila destra



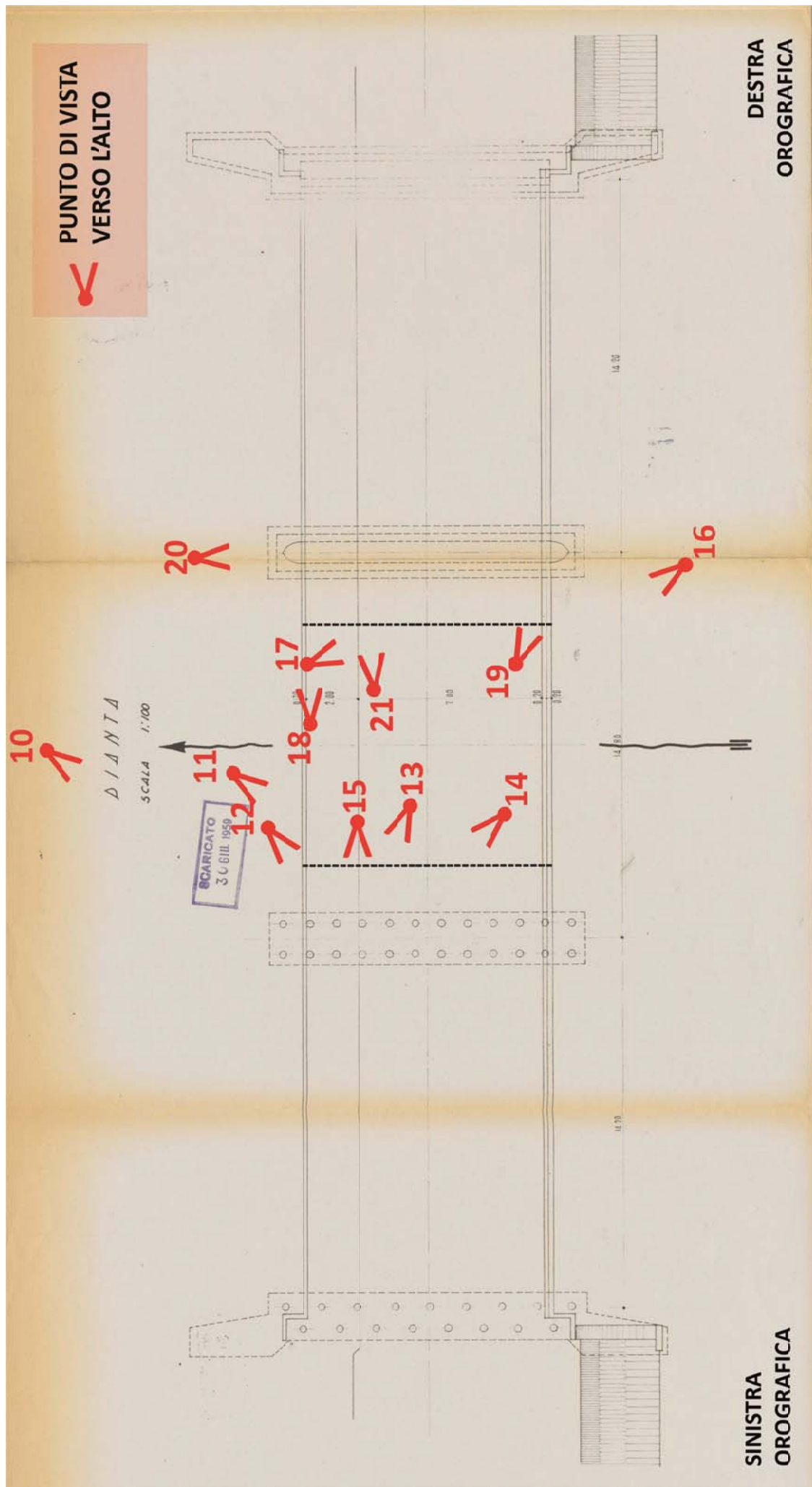
7. Lato esterno della pila destra – vista da spalla destra



8. Spalla destra



9. Vista da spalla sinistra



VISTE DI DETTAGLIO

10. Vista dettaglio ferri esposti alla base della pila sinistra



11. Vista da sotto l'impalcato in prossimità della pila sinistra



12. Particolare - vista da sotto l'impalcato



13. Vista dettaglio da sotto l'impalcato – sella Gerber



14. Vista dettagli sotto l'impalcato – sella Gerber



15. Pila sinistra interna – vista sotto l'impalcato



16. Cornicione impalcato – vista da spalla destra



17. Sella Gerber - vista da sotto l'impalcato



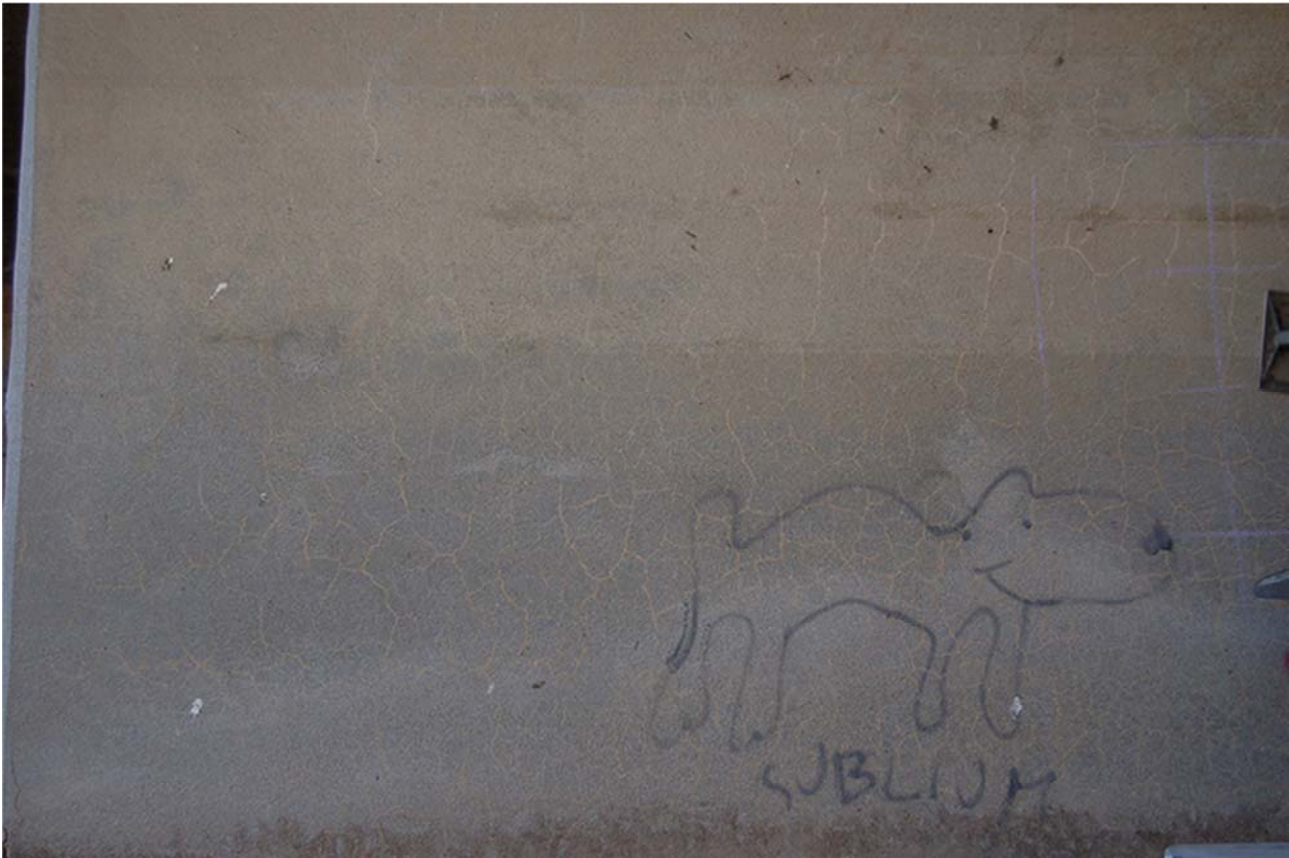
18. Dettaglio sella Gerber lato destro – vista da sotto l'impalcato



19. Dettagli ferri sotto l' impalcato – sella Gerber



20. Pila destra



21. Vista da sotto impalcato - pila destra

ALLEGATO II: PROGETTO ORIGINALE



PREMESSE

Il nuovo ponte sul canale Piovego da costruirsi in Padova tra le vie Morgagni e Gozzi è calcolato secondo le vigenti norme tecniche relative alla costruzione in cemento armato (D.L. 16-11-1939 - N° 2229).

Dovrà sopportare i carichi militari stabiliti nella circolare N° 19096 del 16-8-1953 dell'A.N.A.S.

La larghezza della carreggiata è di m. 7,00 con un marciapiede a valle di m. 2,00; si dovrà perciò prevedere il passaggio di un carico isolato, schema III ;

affiancato da un treno di autocarri da 12,0 to e folla compatta di 400 kg/cmq sul marciapiede, il che costituisce per le luci progettate la condizione di carico più gravosa sia agli effetti della flessione che del taglio.
(Vedi per il confronto "Giornale del Genio Civile - Giugno 1954)

E' previsto l'impiego di cemento tipo 680 dosato a 300 kg/mc d'impasto, di acciaio ad alto limite elastico per le travi longitudinali, e di ferro acciaiato Aq 50 per la soletta e le travi trasversali.

Le sollecitazioni massime calcolate sono quindi:

$$\sigma_b = 80 \text{ kg/cmq}$$

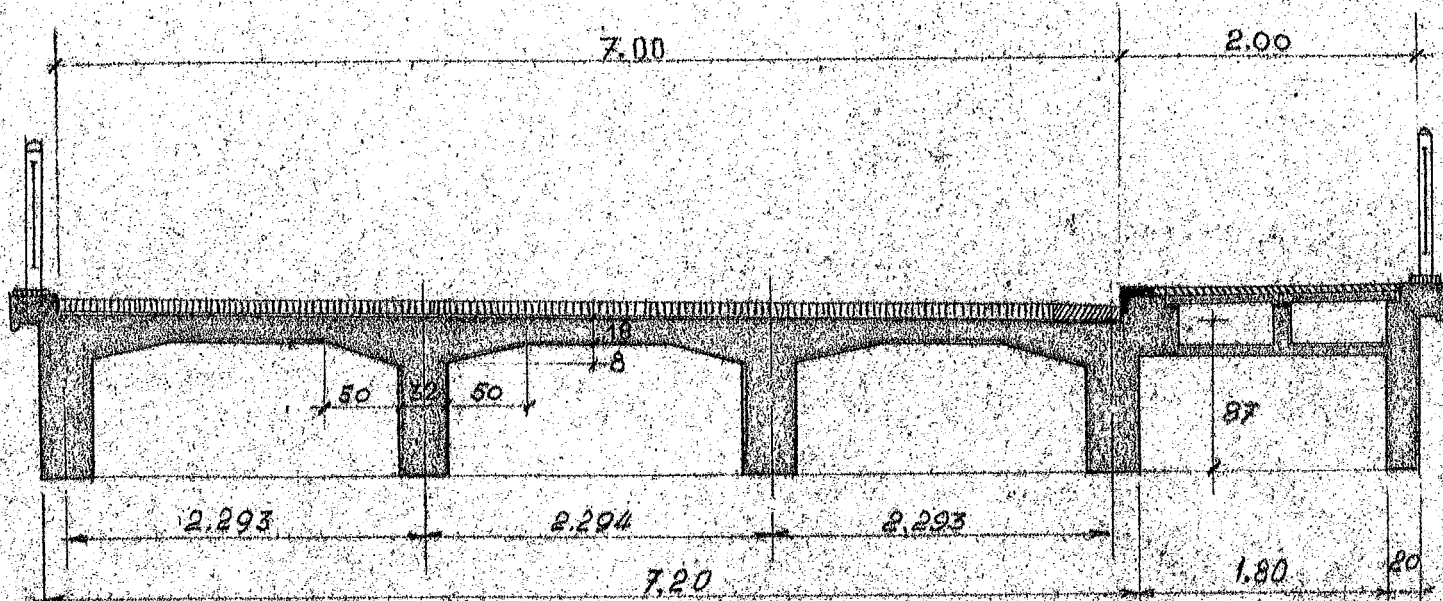
$$\sigma_f = 2200 \text{ kg/cmq per l'acciaio speciale (tipo Tor ecc)}$$

$$\sigma_f = 1600 \text{ kg/cmq per il ferro Aq 50.}$$

Staticamente il ponte è una travata Gerber a 3 luci di m. 9,20 - 18 - 9,20. La campata centrale vincolata a cerniera ha la lunghezza di m. 12,00.

S. I. p. A. FERROBETON
UFFICIO DI VENEZIA
IN DIRETTORE

SOLETTA



Carico permanente

Pavim. in conglomerato bituminoso	s = 6 cm	0,120 to/mq
cappe di cemento	s = 2 cm	0,040 "
soletta	s = 18 cm	0,450 "
	q =	0,610 "

Sovraccarico accidentale

umento dinamico $\mu = \frac{16}{40 + 2.293} = 0,378$

Carico degli assi da 18 to dello schema III

Rettangolo di ripartizione

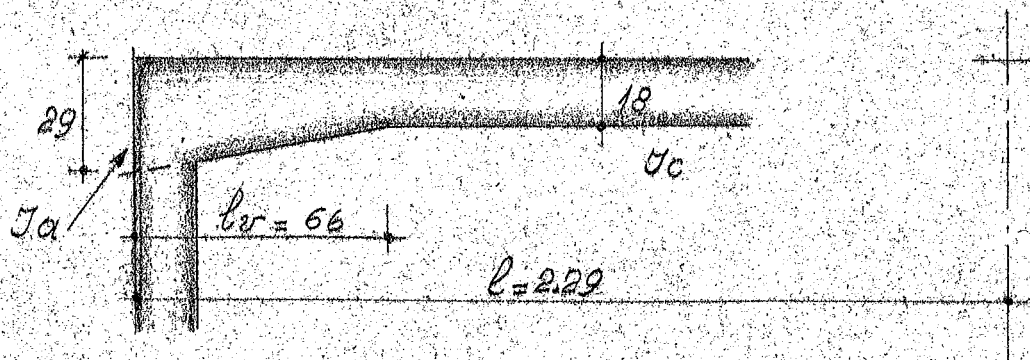
$$s = 2,635 + 2 \times 0,08 + 0,16 = 2,955 \text{ m}$$

$$b = 1,12 + 2 \times 0,08 + 0,16 + \frac{2,29}{3} = 2,52$$

Carico ripartito

$$p = \frac{2 \times 18.00}{2.955 \times 2.52} \times 1.378 = 6,62 \text{ to/mq}$$

Si considera ogni campata incastrata nelle travi longitudinali.
L'effetto delle mensole sul momento d'incastro è definito dai
coefficienti delle tabelle riportate nel volume "Rahmentragwerke"
R.Guldan - Springer - Wien 1940



Essendo
$$n = \frac{J_c}{J_a} = \frac{18^3}{29^3} = 0,386$$

$$= \frac{l_v}{l} = \frac{66}{229} = 0,285$$

dalla tabella 11 a pag. 210 si ricava:

$$K = 1,13 \quad \text{e quindi:}$$

$$-M_g + p = -K \frac{1}{12} q l^2 = -1,13 \frac{1}{12} (0,61 + 6,62) \times 2,29^2$$

$$= -3,56 \text{ tm}$$

Il momento positivo si calcola deducendo dal momento della trave liberamente appoggiate i 2/3 del momento d'incastro.

$$+M_g + p = \frac{1}{8} (0,61 + 6,62) \times 2,29^2 - \frac{2 \times 3,56}{3} = 4,72 - 2,37 = 2,35 \text{ tm}$$

Verifica delle sezioni

Mezzeria

$$Mg + p = +2,35 \text{ tm}$$

$$b = 100 \text{ cm}$$

$$h = 18 - 1,5 = 16,5 \text{ cm}$$

$$fe = 1 \text{ } \emptyset \text{ } 16/20 \text{ cm} = 10 \text{ cm}$$

$$ch = \frac{h}{\sqrt{\frac{M}{b}}} = \frac{16,5}{\sqrt{\frac{235 \cdot 000}{100}}} = 0,34$$

$$cfe = \frac{fe}{b \sqrt{\frac{M}{b}}} = \frac{10}{100 \sqrt{\frac{235 \cdot 000}{100}}} = 0,00206$$

$$\sigma_b = 65 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_f = 1590 \text{ kg/cm}^2$$

Appoggio

$$- Mg + p = 3,56 \text{ tm}$$

$$b = 100 \text{ cm}$$

$$h = 29 - 2 = 27 \text{ cm}$$

$$fe = 2' / 2 \emptyset 8 + 2' / 2 \emptyset 16 + 2' / 2 \emptyset 12 =$$

$$= 9,10 \text{ cm}$$

$$ch = \frac{27}{\sqrt{\frac{M}{b}}} = 0,452$$

$$cfe = \frac{9,10}{b \sqrt{\frac{M}{b}}} = 0,00152$$

$$\sigma_b = 47,5 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_f = 1590 \text{ kg/cm}^2$$

Travi longitudinali

Le travi longitudinali sono cinque - quella a valle porta essenzialmente il carico dovuto al marciapiede; l'insieme delle quattro travi a monte porta in parti uguali il carico permanente della carreggiata e di mezzo marciapiede. Quanto all'accidentale supporremo che al carico militare, schema III, reagiscano solo due travi.

Analisi dei carichi permanenti per quattro travi

parapetto	=	0,025	to/mo
bordo esterno 0,30x0,25x2,5	=	0,190	"
soletta e carreggiata 0,61x7,00	=	4,270	"
smussi $6 \times \frac{0,08 \times 0,5}{2} \times 2,5$	=	0,300	"
travi longitudinali 4x0,32x0,74x2,5	=	2,280	"
bordo interno marciap. 0,25x0,30x2,5	=	0,190	"
pavimentazione 0,95x0,10	"	0,095	"
copertura cunicolo 0,04x2,5x0,95	=	0,095	"
1/2 paretina divisione 0,05x0,30x2,5	=	0,037	"
tubazioni	=	0,200	"
fondo 0,10x0,95x2,5	=	0,240	"
<hr/>			
per 4 travi	Σ	= 7,922	"
per 2 travi	Σ_1	= 3,961	"

Campata centrale

tra le cerniere $l = 12,00 \text{ m}$

$$M_g = 1/8 \cdot 3,961 \times 12,00^2 = 71,20 \text{ tm}$$

Momento in mezzanella per sovraccarico

Aumento dinamico

$$\mu = \frac{16}{40 + 12} = 0,285$$

Momento massimo per carico militare schema III e per la luce di m. 12,00 (vedi tabelle del citato N° del Giornale del G.C.)

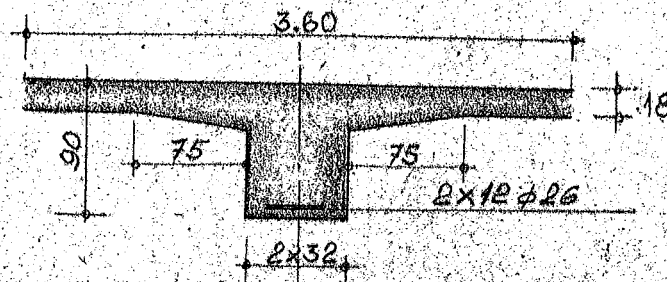
$M =$	=	115,92	tm
aumento dinamico $0,285 \times 115,92$	=	33,00	"

$$M_{pmax} = 148,92 \text{ "}$$

=====

Verifica della sezione

$$+ M = 71,20 + 148,92 = 220,12 \text{ tm}$$



$$\text{Dati } b = 360 \text{ cm; } d = 18 \text{ cm; } h = 90 - 5 = 85 \text{ cm}$$

$$f = 2 \times 12 \text{ } \varnothing 26 = 128 \text{ cmq}$$

Si ricava:

$$x = \frac{n h f e + 1/2 b d^2}{n f e + b d} = \frac{10 \times 85 \times 128 + 1/2 \times 360 \times 18^2}{10 \times 128 + 360 \times 18} = 21,5 \text{ cm}$$

$$y = x - \frac{d}{2} + \frac{d^2}{6(2x - d)} = 21,5 - 9 + \frac{324}{6(43 - 18)} = 14,7 \text{ cm}$$

$$\sigma_f = \frac{M}{f e (h - x + y)} = \frac{22 \cdot 012 \cdot 000}{128 (85 - 21,5 + 14,7)} = 2200 \text{ kg/cmq}$$

$$\sigma_b = f \frac{x}{n(h-x)} = 2200 \frac{21,5}{10(85-21,5)} = 74,5 \text{ kg/cmq}$$

Taglio

Alla cerniera

$$T_{g_{\max}} = \frac{1}{2} 3,961 \times 12 = 23,80 \text{ to}$$

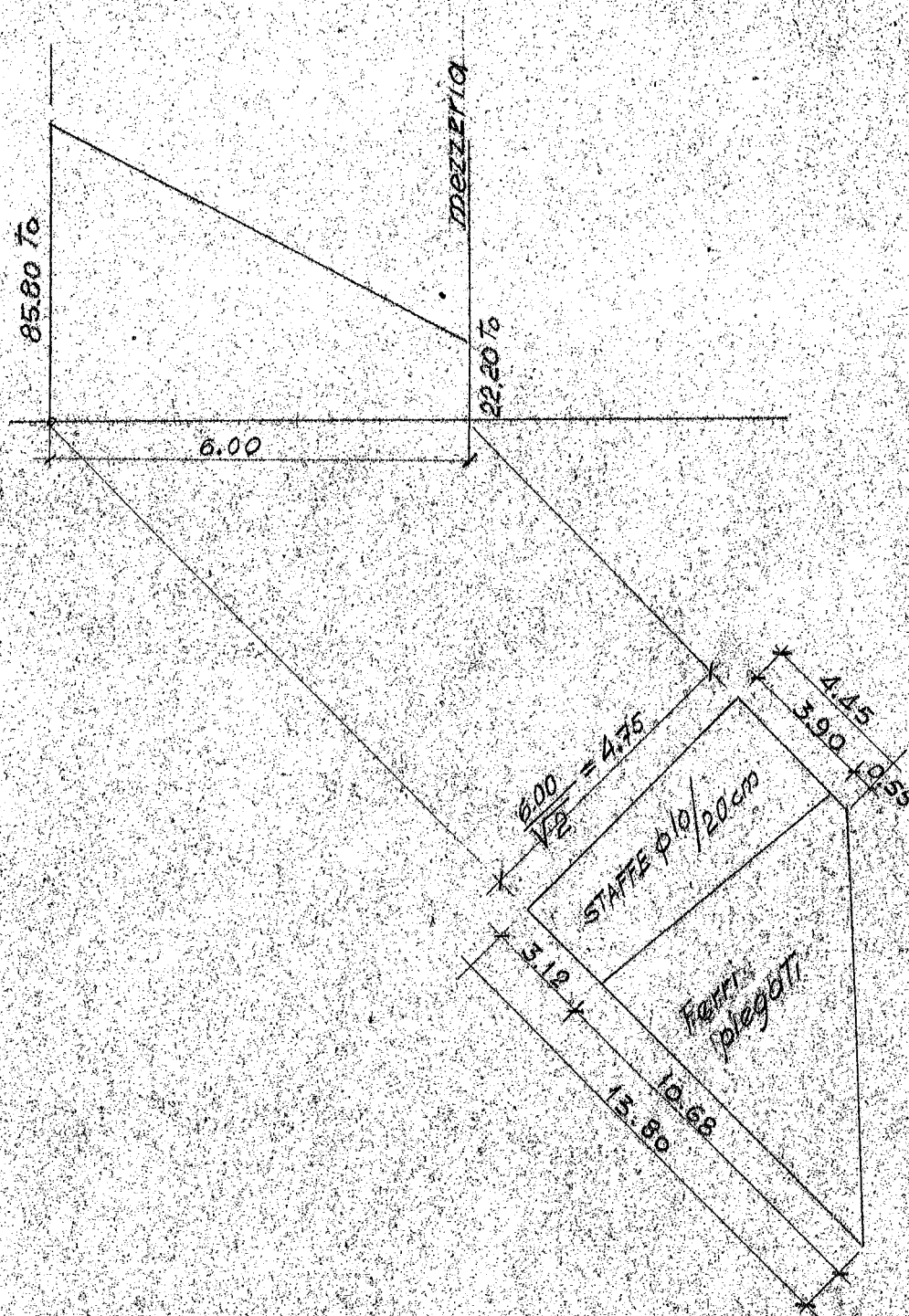
$$T_{p_{\max}} (\text{Schema III}) 48,47 \times 1,285 = 62,00 \text{ "}$$

$$T_g + p = 85,80 \text{ "}$$

In mezzeria

$$T_p = [18(0,50 + 0,418) + 19 \times 6,06] \times 1,285 = (16,51 + 1,14) \times 1,285 = 22,20 \text{ to}$$

Alla pagina seguente è riportato il diagramma dei massimi sforzi di taglio.



$$\tau_{\max} = \frac{85 \cdot 800}{2 \times 40 \times 78,2} = 13,8 \text{ kg/cm}^2$$

$$\tau_{\text{mazz}} = \frac{22 \cdot 200}{2 \times 32 \times 78,2} = 4,45 \text{ kg/cm}^2$$

Per ogni trave si pongono staffe 2 Ø 10 ogni 20 cm Aq. 50 e risulta

$$\tau_{\text{st}} = \frac{2 \times 0,78 \times 1600}{32 \times 20} = 3,9 \text{ kg/cm}^2 \quad \text{mezzeria}$$

$$z_{sr}'' = \frac{2 \times 0,78 \times 1.600}{40 \times 20} = 3,12 \text{ kg/cm}^2 \quad \text{appoggio}$$

Tensione totale da assorbire dai ferri piegati a 45° di una sola trave

$$z = \frac{10,68 + 0,55}{2} \times \frac{40 + 32}{2} \times 425 = 86.000 \text{ kg}$$

Sono piegati $9 \varnothing 26 = 48 \text{ cm}^2$ e risulta

$$\sigma_f = \frac{86.000}{48} = 1800 \text{ kg/cm}^2$$

La posizione dei ferri piegati è determinata in relazione al diagramma dei momenti resistenti.

Sbalzo $l = 3,00 \text{ m}$

Carico permanente $g = 3,961 \text{ to/ml}$

Travi trasversali di cerniera

$$0,50 \times 0,76 \times 2,5 \times 2,95 = 2,80 \text{ to}$$

Reazione permanente

$$\frac{23,80}{26,60} "$$

$$- M_g = \frac{1}{2} 3,961 \times 3,0^2 + 26,60 \times 3,00 = 17,80 + 80,00 = - 97,80 \text{ tm}$$

Aumento dinamico sulla campata di 18,00 m

$$\mu = \frac{16}{40 + 18} = 0,276$$

$$- M_{p_{\max}} = \frac{5}{9} 204,16 \times 1,276 = 113,0 \times 1,276 = - 145,00 \text{ tm}$$

In totale sull'appoggio

$$- M = - 97,80 - 145,00 = - 242,80 \text{ tm}$$

$$b = 360 \text{ cm}; \quad d = 18 \text{ cm}; \quad h = 85 \text{ cm}; \quad f_e = 2 \times 74 = 148 \text{ cm}^2$$

$$x = \frac{10 \times 85 \times 148 + 1/2 \cdot 360 \times 18^2}{10 \times 148 + 360 \times 18} = 23,2 \text{ cm}$$

$$y = 23,2 - 8 + \frac{324}{6(46,4 - 18)} = 17,7 \text{ cm}$$

$$G_f = \frac{24 \cdot 280 \cdot 000}{148(85 - 23,2 + 17,7)} = 2060 \text{ kg/cmq}$$

$$G_b = 2060 \cdot \frac{23,2}{10(85 - 23,2)} = 78 \text{ kg/cmq}$$

Taglio

$$T_g = 1/2 \cdot 3,961 \times 18 + 2,80 = 35,6 + 2,8 = 38,40 \text{ to}$$

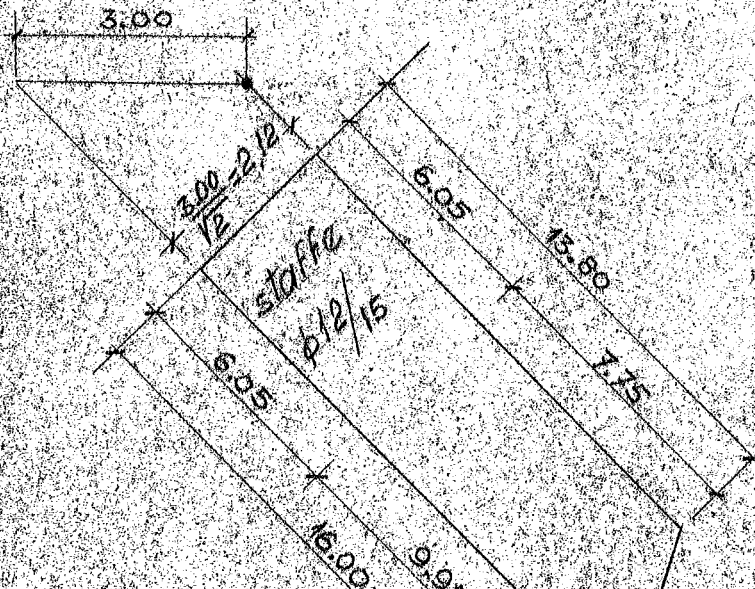
$$T_{p_{\max}} (\text{Schema III}) 56,64 \times 1,276 = 72,50 \text{ "}$$

$$\text{All'appoggio } T_g + p_{\max} = 100,90 \text{ "}$$

$$\text{Alla cerniera } T_g + p = 85,80 \text{ to}$$

$$\tau_{\max} = \frac{100 \cdot 900}{2 \times 40 \times 78,2} = 16,00 \text{ kg/cmq}$$

$$\tau_{\text{cerniera}} = 13,8 \text{ kg/cmq}$$



$$x = \frac{10 \times 85 \times 148 + 1/2 \cdot 360 \times 18^2}{10 \times 148 + 360 \times 18} = 23,2 \text{ cm}$$

$$y = 23,2 - 8 + \frac{324}{6(46,4 - 18)} = 17,7 \text{ cm}$$

$$G_f = \frac{24 \cdot 280 \cdot 000}{148(85 - 23,2 + 17,7)} = 2060 \text{ kg/cmq}$$

$$G_b = 2060 \cdot \frac{23,2}{10(85 - 23,2)} = 78 \text{ kg/cmq}$$

Taglio

$$T_g = 1/2 \cdot 3,961 \times 18 + 2,80 = 35,6 + 2,8 = 38,40 \text{ to}$$

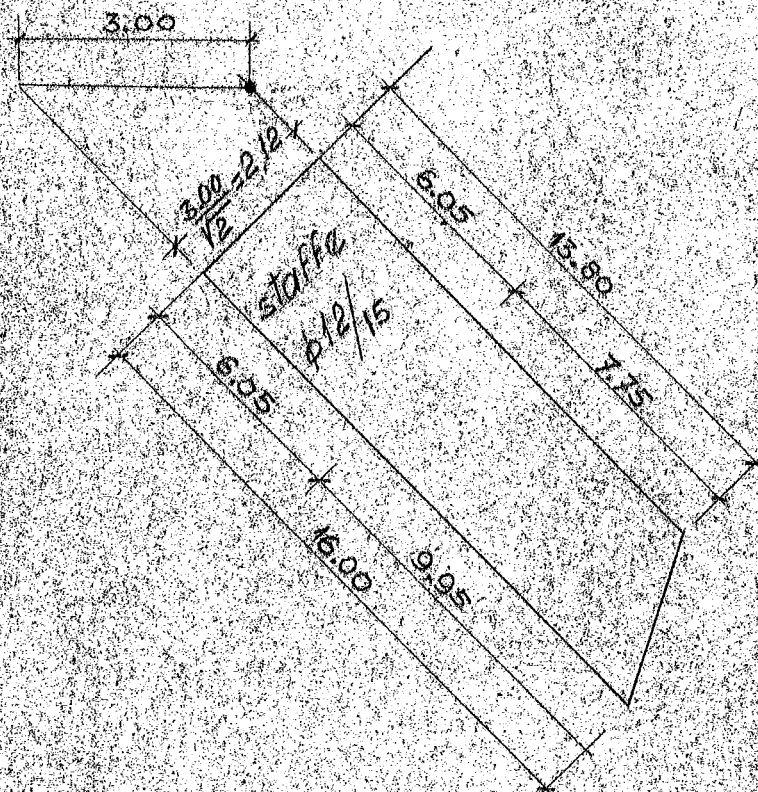
$$T_{p_{\max}} (\text{Schema III}) 56,64 \times 1,276 = 72,50 \text{ "}$$

$$\text{All'appoggio } T_g + p_{\max} = 100,90 \text{ "}$$

$$\text{Alle cerniera } T_g + p = 85,80 \text{ to}$$

$$\tau_{\max} = \frac{100 \cdot 900}{2 \times 40 \times 78,2} = 16,00 \text{ kg/cmq}$$

$$\tau_{\text{cerniera}} = 13,8 \text{ kg/cmq}$$



Per ogni trave si pongono staffe 2 Ø 12 ogni 15 cm Aq 50 e si ha:

$$\sigma_{st} = \frac{2 \times 1,13 \times 1600}{40 \times 15} = 6,05 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma' = 16,0 - 6,05 = 9,95 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma'' = 13,8 - 6,05 = 7,75 \text{ " "}$$

Tensione totale da assorbire dai ferri piegati a 45° di una sola nervatura

$$z = \frac{7,75 + 9,95}{2} \times 40 \times 212 = 75.000 \text{ kg}$$

Spno piegati 7 Ø 26 = 37,3 cmq

e quindi

$$\sigma_f = \frac{75.000}{37,3} = 2020 \text{ kg/cm}^2$$

Campata esterne

$$= 9,20 \text{ m}$$

Momento della trave liberamente appoggiata, per due nervature:

$$M_g^0 = \frac{1}{8} 3,961 \times 9,20^2 = 42,0 \text{ tm}$$

Aumento dinamico

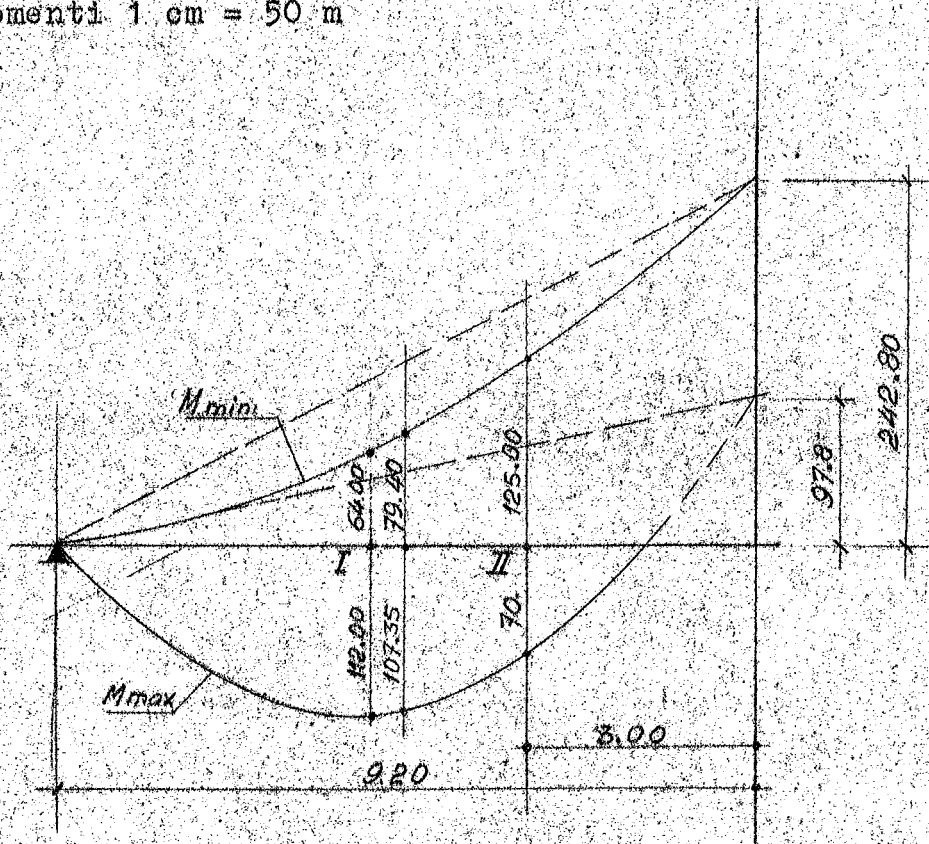
$$\mu = \frac{16}{40 + 9,20} = 0,325$$

$$M_p^0 = 76,555 \times 1,325 = 114,5 \text{ tm}$$

$$M_g^0 + p = 42,0 + 114,50 = 156,50 \text{ tm}$$

In figura è riportato il diagramma dei momenti totali massimi e minimi ottenuti sommando i momenti ora calcolati a quelli trasmessi dalla campata centrale.

lunghezze = 1:100
Scale momenti 1 cm = 50 m



Verifica delle sezioni

Sezione I

+ M = 112,00 tm

Sezione del calcestruzzo come campata centrale (v. figura a pag. 6)

Armatura in ferro $f_e = 2 \times (3 \varnothing 24 + 4 \varnothing 26) = 69,8 \text{ cm}^2$

$$\sigma_f = \frac{11 \cdot 200 \cdot 000}{69,8 \times 78,2} = 2050 \text{ kg/cm}^2$$

- M = - 64,00 tm

$$\begin{aligned}
 b &= 2 \times 32 = 64 \text{ cm}; & h &= 85 \text{ cm}; & f_e &= 2(2\phi 22 + 2\phi 26) = 36,2 \text{ cm} \\
 & & & & f_{e'} &= 69,8 \text{ cmq} & = 69,8 \text{ " } \\
 & & & & f_e + f_{e'} & & = 106,0 \text{ " }
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 x &= - \frac{n(f_e + f_{e'})}{h} + \sqrt{\frac{n(f_e + f_{e'})^2}{h} + \frac{2n(f_e h + f_{e'} h')}{b}} \\
 &= - \frac{106}{85} + \sqrt{167 + \frac{20(36,2 \times 85 + 69,8 \times 5)}{64}} \\
 &= - 12,5 + \sqrt{167 + 1070} = - 12,5 + 35,10 = 22,60 \text{ cm}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 J &= \frac{64 \times 22,6^3}{3} + 10 \times 69,8 \times 17,6^2 + 10 \times 36,2 \times (85 - 22,6)^2 \\
 &= 247'000 + 216'000 + 1'410'000 = 1'873'000 \text{ cm}^4
 \end{aligned}$$

$$\sigma_b = \frac{64 \times 10^5 \times 22,6}{18,73 \times 10^5} = 77,5 \text{ kg/cmq}$$

$$\sigma_f = 77,5 \times 10 \frac{62,4}{22,6} = 2150 \text{ kg/cmq}$$

Sezione II

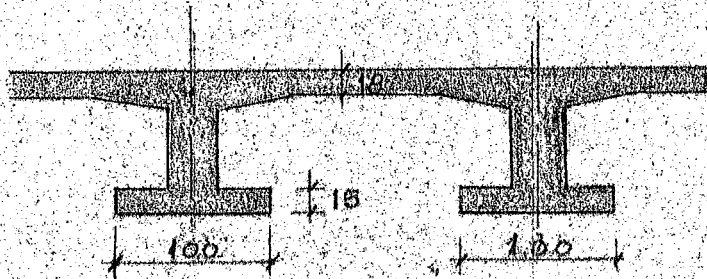
$$+ M = 70,00 \text{ tm}$$

$$f_e = \frac{7'000'000}{2200 \times 78,2} = 41 \text{ cmq}$$

$$= 2 \times 4 \phi 26 = 42,6 \text{ cmq}$$

$$- M = 125,00 \text{ tm}$$

In questa sezione è prevista una aletta di m. 1,00 per ogni trave.



$$b = 2 \times 100 = 200 \text{ cm}$$

$$d = 15 \text{ cm}$$

$$h = 85 \text{ cm} \quad h' = 5 \text{ cm}$$

$$f_{e'} = 42,6 \text{ cmq}$$

$$f_e = 2(2022 + 6026) = 79,6 \text{ cmq}$$

$$x = \frac{n(f_e h + f_{e'} h') + 1/2 b d^2}{n(f_e + f_{e'}) + 6d}$$

$$= \frac{10 \times (79,6 \times 85 + 42,6 \times 5) + 1/2 \times 200 \times 15^2}{10(42,6 + 79,6) + 200 \times 15} = 21,8 \text{ cm}$$

$$J = \frac{1}{3} \times 200 \times 21,8^3 - 136 \times (21,8 - 15)^3 + 10 \times 42,6 \times 16,8^2 + 10 \times 79,6 \times 63,2^2$$

$$= 678'000 + 120'000 + 3'180'000 = 3'978'000 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_f = \frac{Mx}{J} = \frac{125 \times 10^5 \times 21,8}{39,7^8 \times 10^5} = 68,6 \text{ kg/cmq}$$

$$\sigma_f = 10 \times 68,6 \times \frac{63,2}{21,8} = 2000 \text{ kg/cmq}$$

Taglio

Taglio all'estremo libero

$$T_g = \frac{1}{2} \times 3,961 \times 9,20 - \frac{97,8}{9,20} = 18,25 - 10,70 = 7,55 \text{ to}$$

$$T_p = 42,31 \times 1,325 = 56,10 \text{ "}$$

$T_{1(g+p)}^{\text{max}}$

$$= 63,65 \text{ "}$$

In mezzeria della trave

$$\begin{aligned}
 T_g &= -10,70 \text{ to} \\
 T_p &= 18 \times (0,50 + 0,418) \times 1,325 &= +21,85 \text{ " } \\
 T_{2(g+p)} &= +11,15 \text{ " }
 \end{aligned}$$

$$T_L = \frac{63 \cdot 650}{2 \times 32 \times 78} = 12,80 \text{ kg/cm}^2$$

$$T_m = \frac{11 \cdot 150}{2 \times 32 \times 78} = 2,20 \text{ kg/cm}^2$$

Taglio all'estremo corrispondente alla pila

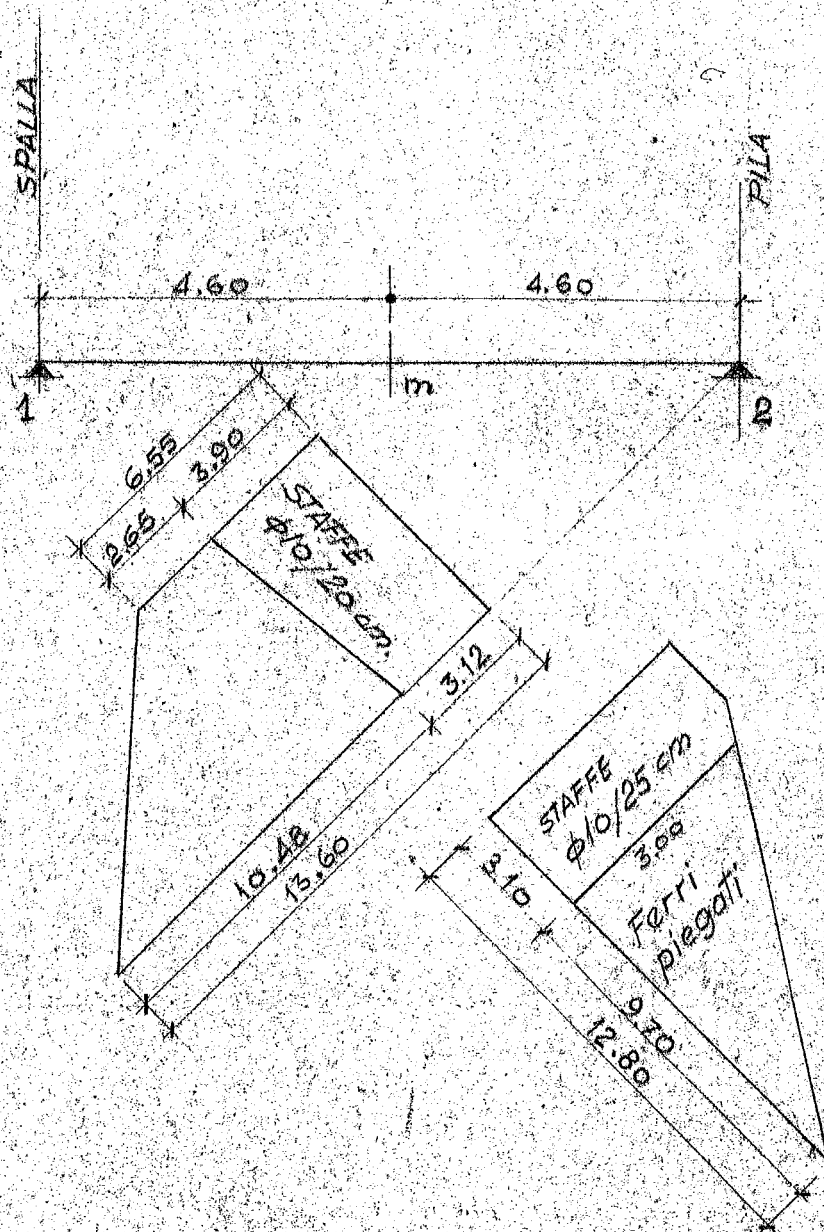
$$T_{g+p} = -18,25 - 10,70 - 56,10 = 85,05 \text{ to}$$

In mezzeria

$$T_{g+p} = -10,70 - 21,85 = -32,55 \text{ to}$$

$$T_a = \frac{85 \cdot 050}{2 \times 40 \times 78} = 13,60 \text{ Kg/cm}^2$$

$$T'_m = \frac{32 \cdot 550}{2 \times 32 \times 78} = 6,55 \text{ Kg/cm}^2$$



Determinazione dei ferri piegati e delle staffe da 1 a m.

Staffe 2 Ø 10 / 25 cm ogni trave Aq 50

$$c_{sr} = \frac{2 \times 0,78 \times 1600}{32 \times 25} = 3,10 \text{ kg/cmq}$$

$$z' = 12,80 - 3,10 = 9,70 \text{ kg/cmq} \quad l' = 3,00 \text{ m}$$

Tensione totale che deve essere assorbita dai ferri piegati di una trave

$$z = \frac{9,70 \times 300}{2} \times 32 = 46.500 \text{ kg}$$

Sono piegati 4 Ø 26 = 21,3 cmq e risulta

$$\sigma_f = \frac{46 \cdot 500}{21,3} = 2180 \text{ kg/cmq}$$

Determinazione dei ferri piegati e delle staffe da 2 a m

Staffe 2 Ø 10 / 20 cm Aq 50

$$\sigma'_{sf} = \frac{2 \times 0,78 \times 1600}{32 \times 20} = 3,9 \text{ kg/cmq}$$

$$\sigma''_{sf} = \frac{2 \times 0,78 \times 1600}{40 \times 26} = 3,12 \text{ kg/cmq}$$

Tensione totale nei ferri piegati di una sola trave

$$z = \frac{10,48 + 2,65}{2} \times \frac{32 + 40}{2} \times 325 = 76 \cdot 800 \text{ kg}$$

Sono piegati 7 Ø 26 = 37,2 cmq e quindi

$$\sigma = \frac{76 \cdot 800}{37,2} = 2060 \text{ kg/cmq}$$

Reazione d'appoggio sulle spalle

Carico permanente per tutta la lunghezza del ponte

Carico fino a metà marciapiede (v. pag.)	7,922	to
parapetto e bordo esterno	0,215	"
pavimentazione e copertura cunicolo	0,190	"
1/2 paretina di divisione	0,037	"
fondo	0,240	"
trave 0,20 x 1,10 x 2,5	0,550	"
	<hr/> 9,154	to/mc

Reazione permanente sulla spalla

$$R_g = 9,154 \times \frac{9,20}{2} - \frac{5}{72} \cdot 9,154 \times 18,0^2 \cdot \frac{1}{9,20} = 19,50 \text{ to}$$

Reazione dovuta al carico massimo sulla campata esterna

per carico militare Schema III	42,30	to
per autotreno civile da 12,0 to	13,35	"
per folla sul marciapiede 2 x 1,8	3,60	"
	<hr/> 59,25	"

$R_p = 59,25$

$$R_{\text{tot max}} = 19,50 + 59,25 = 78,75 \text{ to}$$

Nell'ipotesi che la campata esterna sia scarica e che sulla campata centrale vi sia il massimo sovraccarico accidentale maggiorato dell'aumento dinamico, si determina all'estremo libero una reazione negativa che qui calcoliamo:

M carico militare	= - 113,00	tm
M autotreno civile 5/9 84,00	= - 46,60	"
M folla per 2 m 5/9 32,40	= - 18,00	"
	<hr/>	
- M _{tot}	= 177,60 x 1,276	=
	= 226,0	

Reazione d'appoggio sulle spalle

Carico permanente per tutta la lunghezza del ponte

Carico fino a metà marciapiede (v. pag.)	7,922	to
parepetto e bordo esterno	0,215	"
pavimentazione e copertura cunicolo	0,190	"
1/2 paretina di divisione	0,037	"
fondo	0,240	"
trave 0,20 x 1,10 x 2,5	0,550	"
	<hr/> 9,154	to/mc

Reazione permanente sulla spalla

$$R_g = 9,154 \times \frac{9,20}{2} - \frac{5}{72} \quad 9,154 \times 18,0^2 \frac{1}{9,20} = 19,50 \quad \text{to}$$

Reazione dovuta al carico massimo sulla campata esterna

per carico militare Schema III	42,30	to
per autotreno civile da 12,0 to	13,35	"
per folla sul marciapiede 2 x 1,8	3,60	"
	<hr/>	

$$R_p = 59,25 \quad "$$

$$R_{\text{tot max}} = 19,50 + 59,25 = 78,75 \quad \text{to}$$

Nell'ipotesi che la campata esterna sia scarica e che sulla campata centrale vi sia il massimo sovraccarico accidentale maggiorato dell'aumento dinamico, si determina all'estremo libero una reazione negativa che qui calcoliamo:

M carico militare	= - 113,00	tm
M autotreno civile 5/9 84,00	= - 46,60	"
M folla per 2 m 5/9 32,40	= - 18,00	"

$$- M_{\text{tot}} = 177,60 \times 1,276 = 226,0$$

a questo momento corrisponde

$$- R_p = \frac{226,0}{9,20} = 25,20 \text{ to}$$

Questa reazione va dedotta dal valore R_g sopra calcolato

$$+ R_g - R_p = + 19,50 - 25,20 = - 5,7 \text{ to}$$

Poichè la piccola luce delle campate estreme non richiede un appoggio mobile si collega l'impalcato alla spalla, annullando ogni eventuale reazione d'appoggio negativa.

FONDAZIONE DELLA SPALLA

Parete $0,50 \times 1,30 = 0,650$

$$0,30 \times 1,25 = 0,375$$

$$0,80 \times 0,50 = 0,400$$

$$1,90 \times 0,40 = \underline{0,760}$$

$$2,185 \times 11,20 \times 2,5 = 61,00 \text{ to}$$

Risvolti $0,30 \times 0,80 = 0,24$

e

smussi $1/2 \ 0,75 \times 0,70 = \underline{0,26}$

$$2 \times 0,50 \times 2,80 \times 2,5 = 7,00 \text{ "}$$

$$\text{terra } 10,20 \times 1,20 \times 1,7 \times 2,70 = 56,00 \text{ "}$$

sovraccarico sulla spalla

$$p = 1,0 \text{ to/mq} \times 7,00 \times 1,00 = 7,00 \text{ "}$$

$$131,00 \text{ "}$$

$$\text{Reazione massima del ponte } 78,75 + 12 = 90,75 \text{ "}$$

$$\text{Carico totale massimo sui pali } 221,75 \text{ "}$$

Sono previsti 8 pali

carico massimo

$$p = \frac{221,75}{8} = 27,6 \text{ to/palo}$$

Reazione d'appoggio sulle pile

Reazione permanente campata d'estremità

$$42,00 + 22,50 = 64,50 \text{ to}$$

$$\text{id.id. campata centrale } 9,154 \times \frac{18,0}{2} = 82,50 \text{ "}$$

Peso traversa sui pali

$$1,00 \times (0,90 \times 9,00 + 0,6 \times 6,30) \times 2,50 = 29,70 \text{ "}$$

$$R_{\text{gtot}} = 176,70 \text{ "}$$

Reazione accidentale campata centrale

$$\text{per carico militare} = 56,64$$

$$\text{per autotreno civile} = 22,00$$

$$\text{per folla su 2 metri} = 6,40$$

per effetto del momento

$$\frac{177,60}{9,20} = 19,41$$

$$\text{Reazione accidentale campata estrema} = 104,45 \text{ to}$$

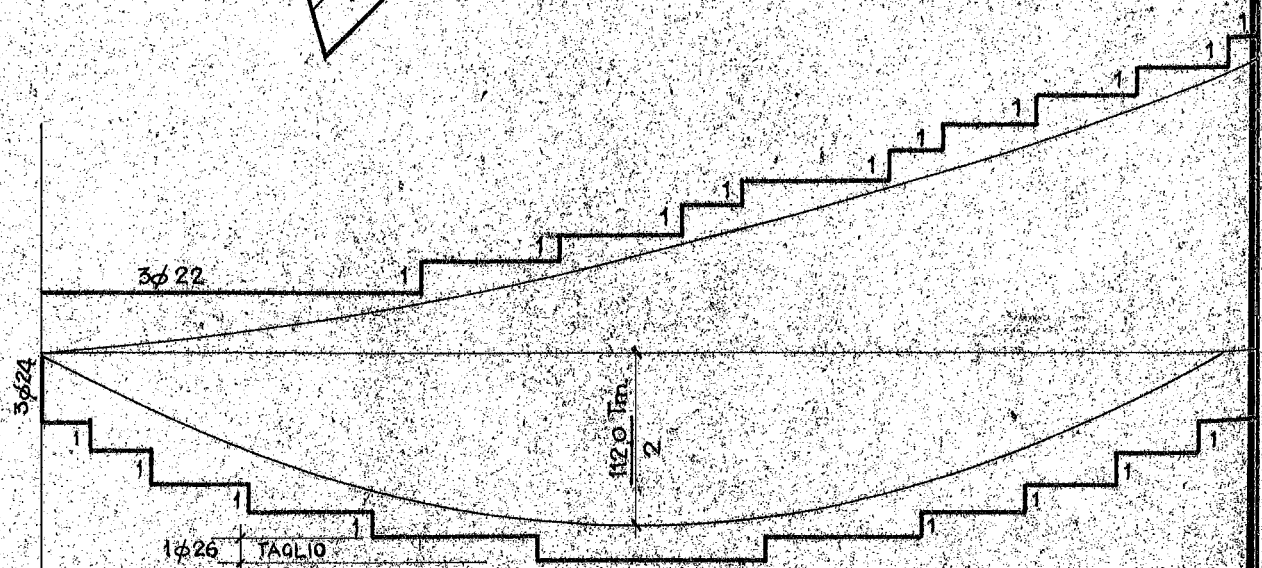
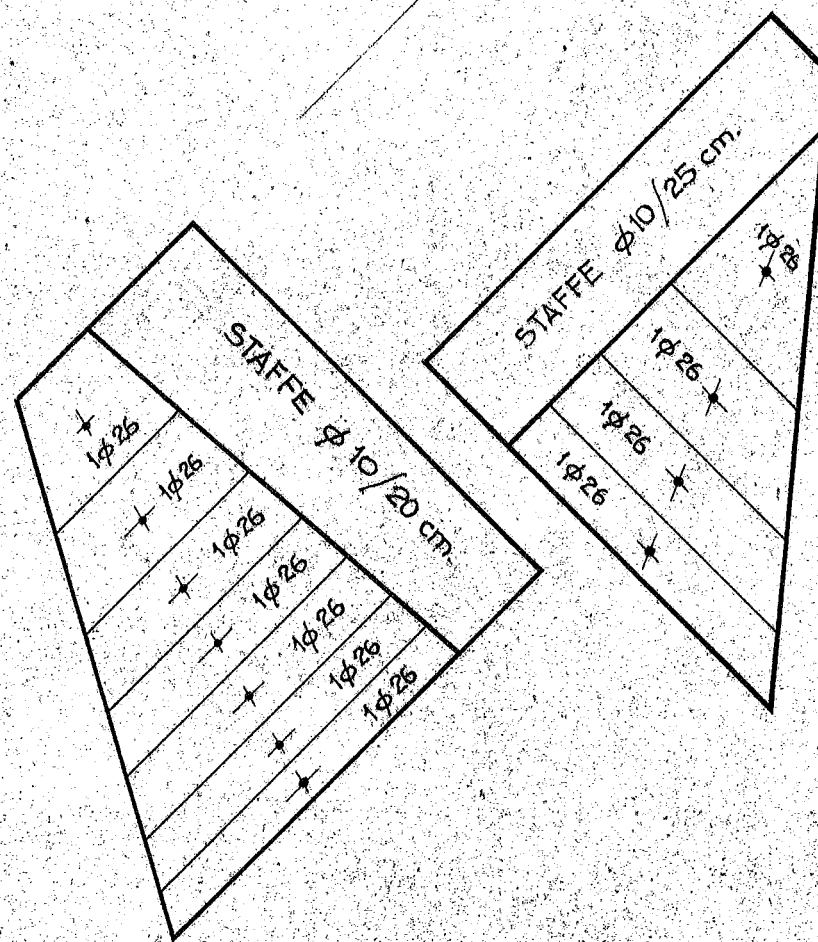
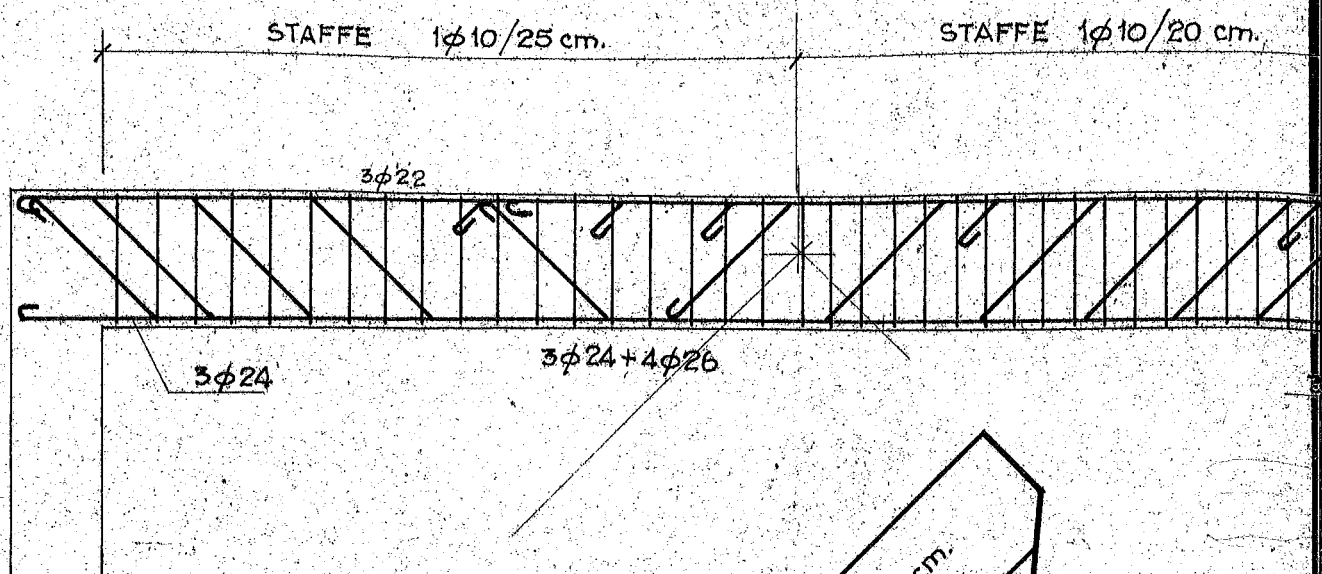
$$\text{per autotreno civile} = 13,35$$

$$\text{per folla sul marciapiede} = 3,60 = 16,95 \text{ "}$$

$$\text{sulla pila} = 298,10 \text{ to}$$

Sono previsti 2 pali Benoto Ø 80 cm.

$$p = 149 \text{ to/palo}$$



STAFFE $1\phi 12/15\text{ cm.}$

STAFFE $1\phi 10/20\text{ cm.}$

$3\phi 22 + 12\phi 26$

$2\phi 20$

24

$4\phi 26$

$12\phi 26 + 2\phi 26$

STAFFE $\phi 12/15\text{ cm.}$

$1\phi 26$
 $1\phi 26$
 $1\phi 26$
 $1\phi 26$
 $1\phi 26$
 $1\phi 26$

STAFFE $\phi 10/20\text{ cm.}$

$2\phi 26$
 $2\phi 26$
 $2\phi 26$

242.80 Im
2

$3\phi 22 + 1\phi 26$

$2\phi 20$

4

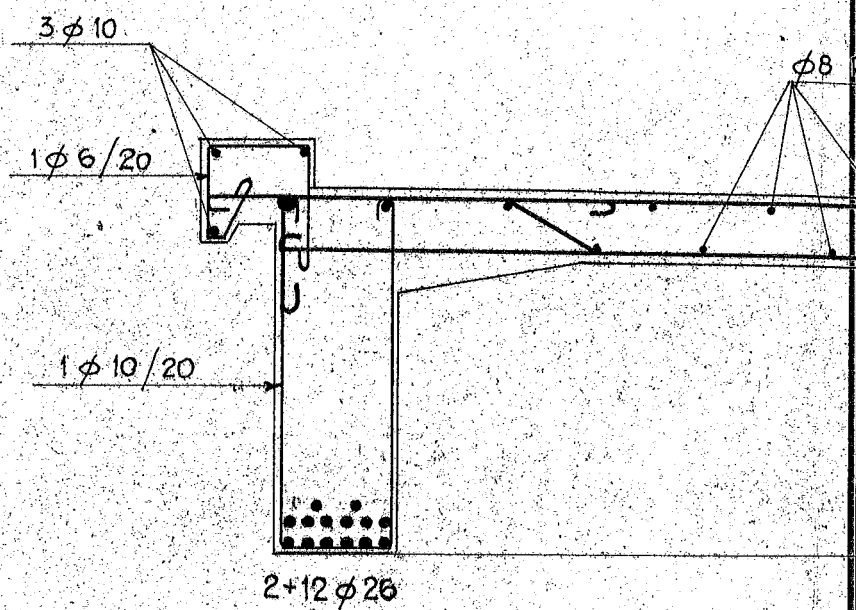
300

600

220.12 Im

2ϕ

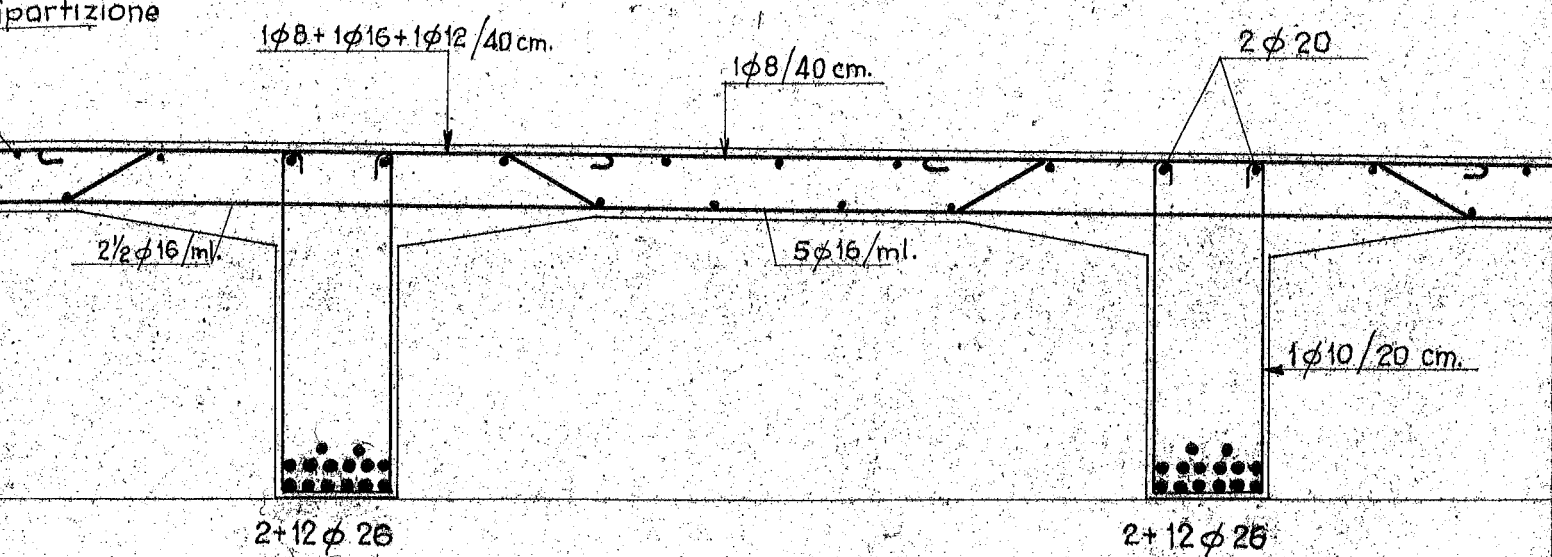
SEZIONE A-A

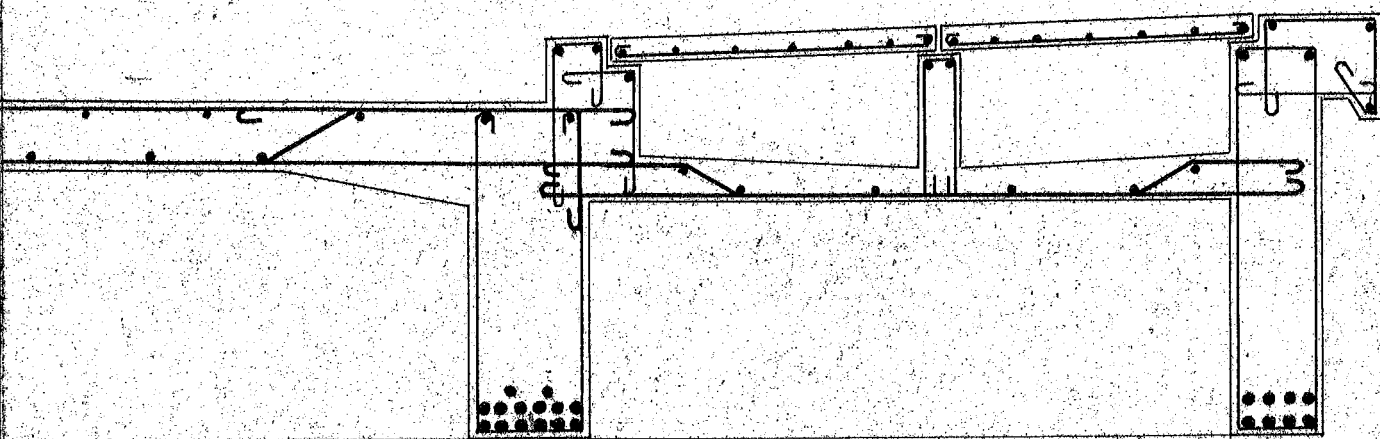


68.71
137.42

68.71
127.42

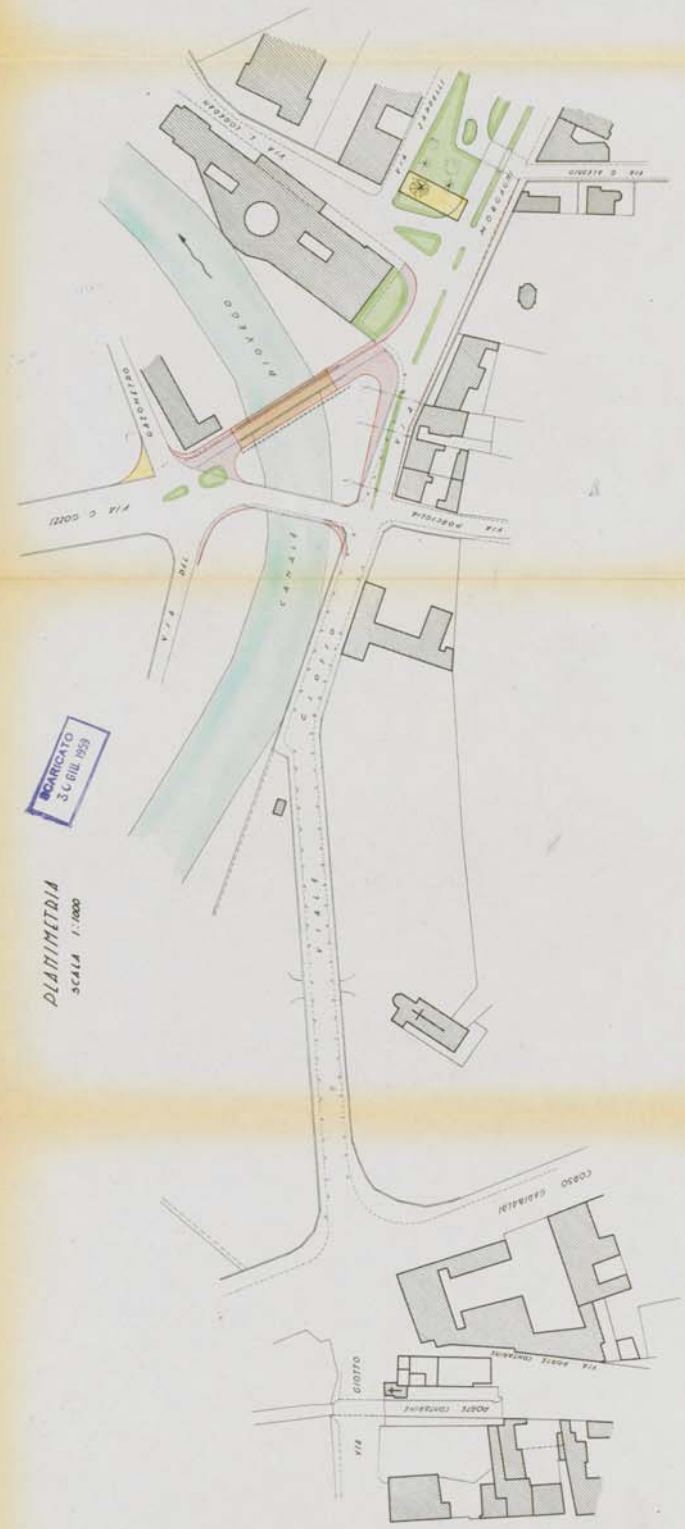
partizione





2+12 ϕ 26

8 ϕ 26



PLANIMETRIA
SCALA 1:1000

1

RICARICATO
30 GIU 1958

PROGETTO DI COSTRUZIONE
DEL PONTE
FRA VIA MORAGNI E VIA C. COZZI

PLANIMETRIA
SCALA 1:1000

L'ingegnere di Sezione
F.lli Testa

Per essere convalidato
F.lli Testa

COMUNE DI DADOVA
UFFICIO LL. RR. SEZ. STRADE
DISEGNO N° 57
DATA: 30 NOV. 1957

PROGETTO DI COSTRUZIONE
DEL PONTE
FRA VIA MORCAGNI E VIA GOZZI

P I A N T A
SCALA 1:100

Aug. 21 Estate
Olmsted

5. Ungewissens Cape
Ft. Topham

Per copie conforme

COMUNE DI PADOVA	DISEGNO N° 59
UFFICIO L.L.P.P. SEZ. STRADE	DATA: 30 NOV. 1957

DIANTA
SCALE 1:100

BOARICATO
30 JUN 1959

allegato "H" rep. n° 39382

COMUNE DI PADOVA

Ufficio Civico LL.PP.



PONTE SUL CANALE PIOVEGO
FRA VIA G. B. MORGAGNI E VIA G. GOZZI

PROGETTO

PROSPETTO SEZIONI E PIANTE

SCALA 1:100 - 1:20

Man. J. J. J.
FERROBETON S.p.A.

ROMA

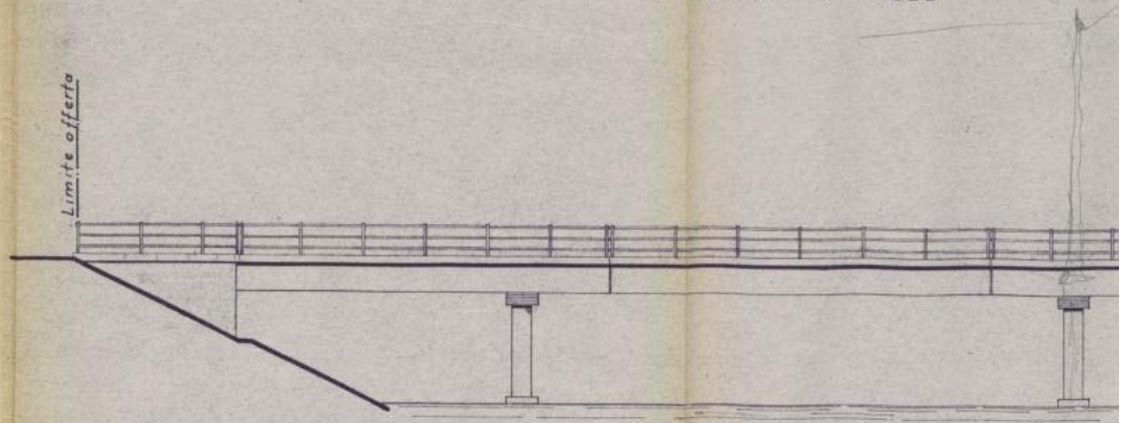
S. I. p. A. FERROBETON
UFFICIO DI VENEZIA
IL DIRETTORE

N° 9446 / 1

NOVEMBRE 1958



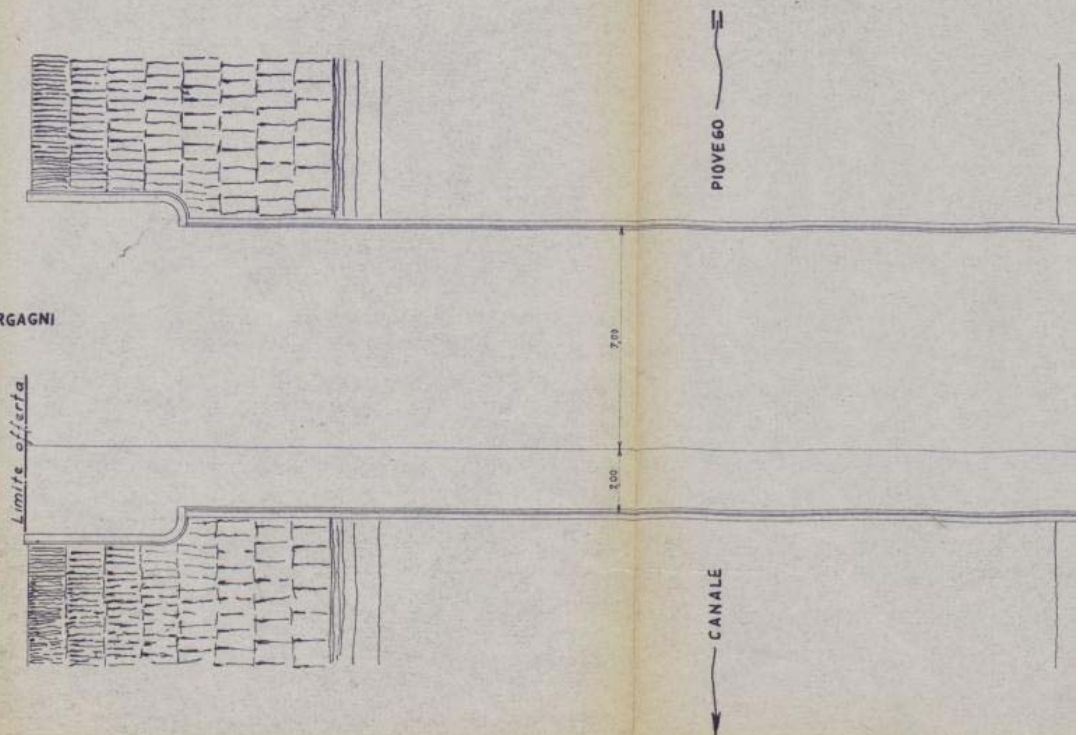
PROSPETTO A VALLE



PIANTA VISTA DALL'ALTO



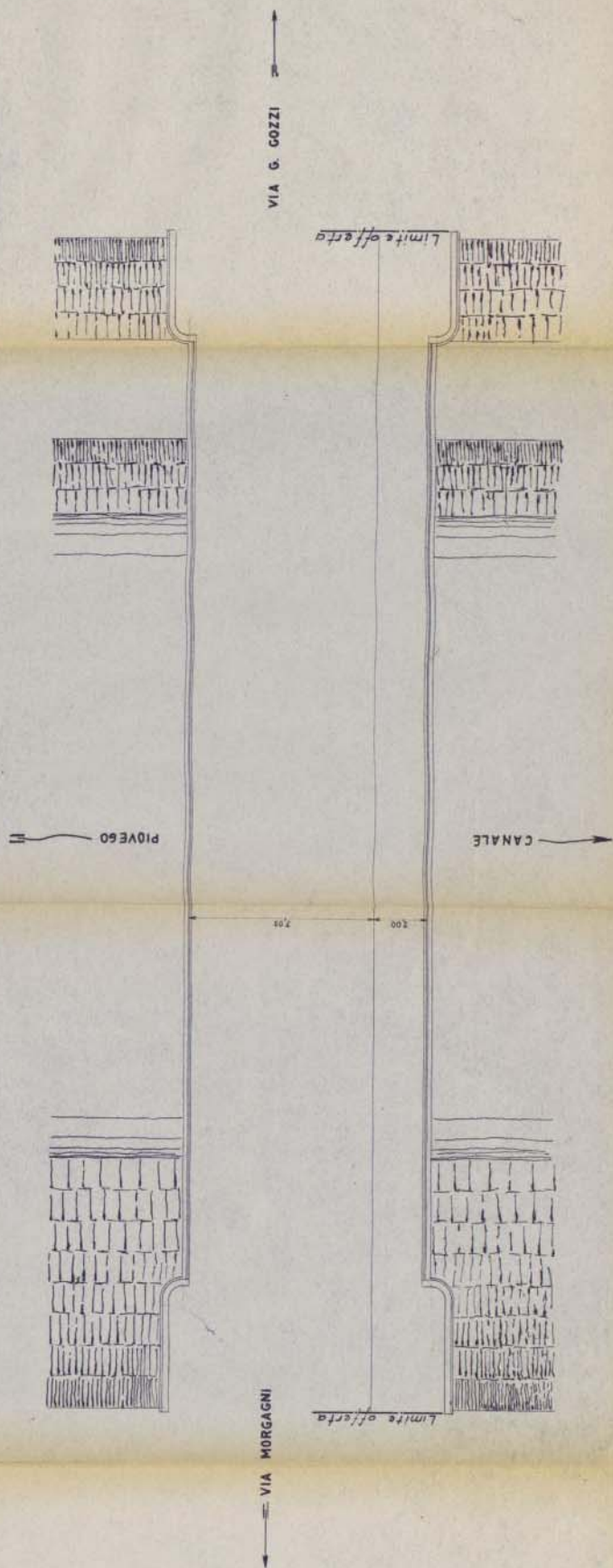
← VIA MORGAGNI



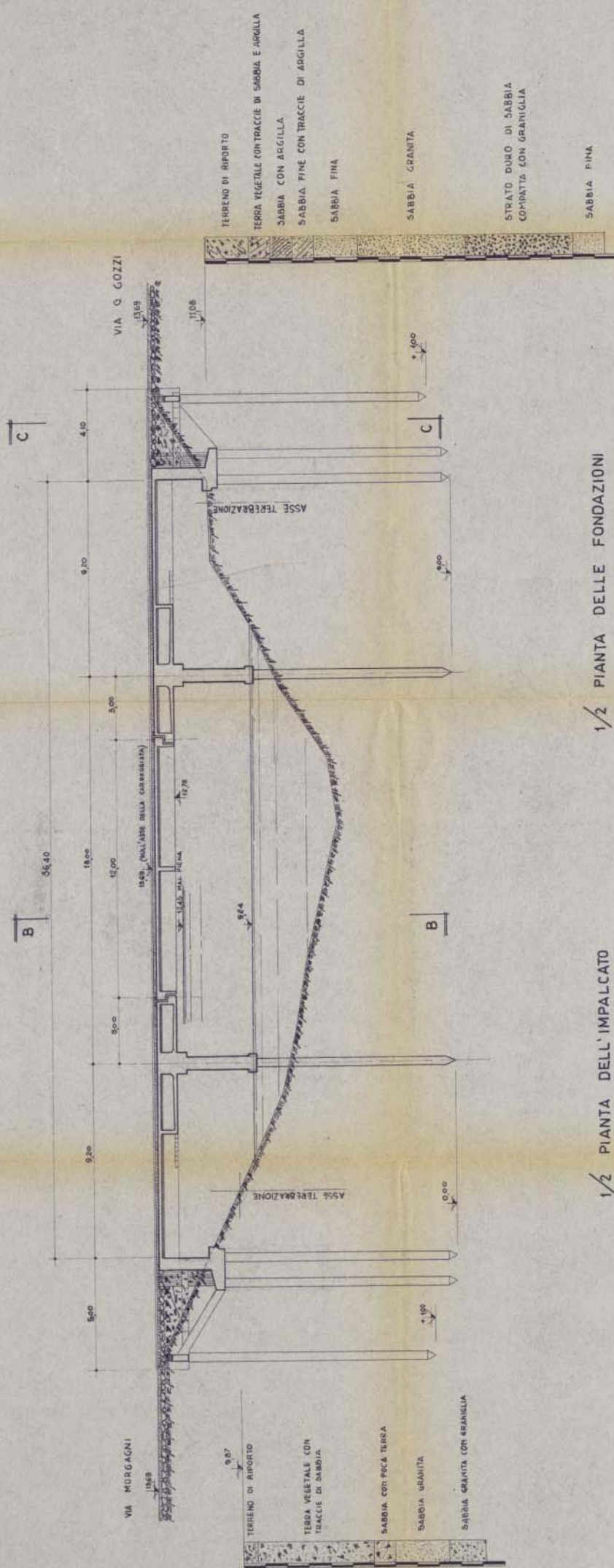
PROSPETTO A VALLE



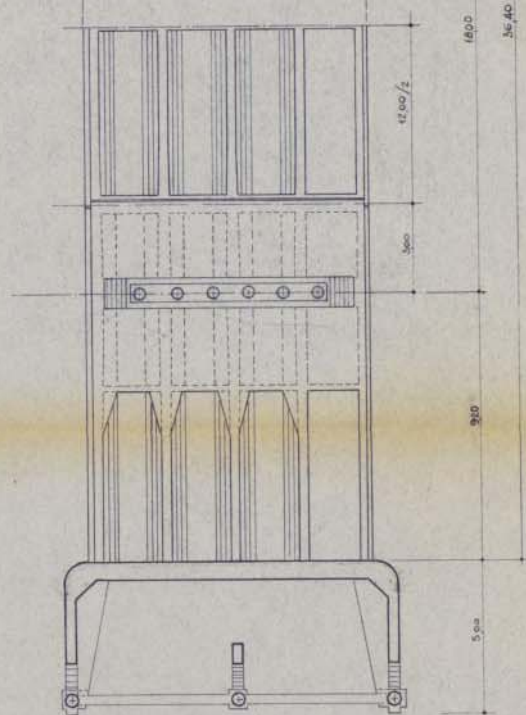
PIANTA VISTA DALL'ALTO



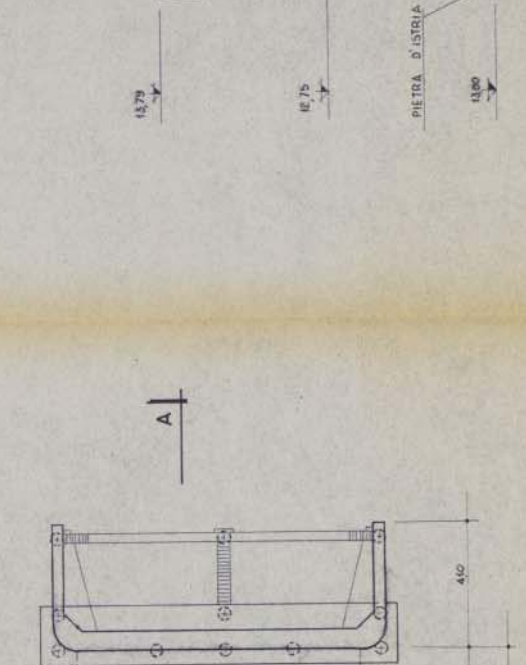
SEZIONE A-A



1/2 PIANTE DELL'IMPALCATO

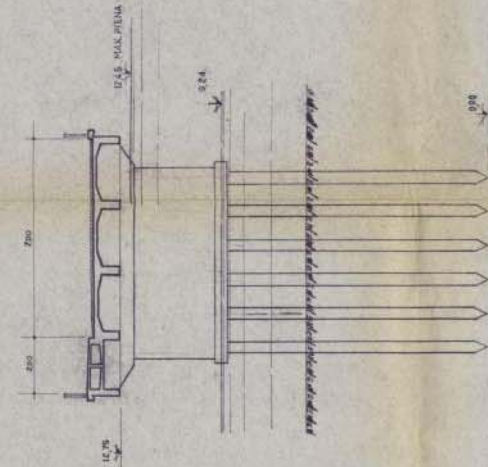
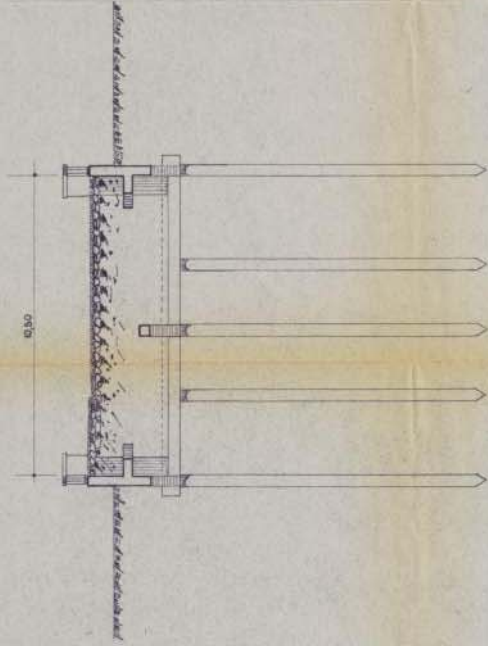


1/2 PIANTE DELLE FONDAZIONI

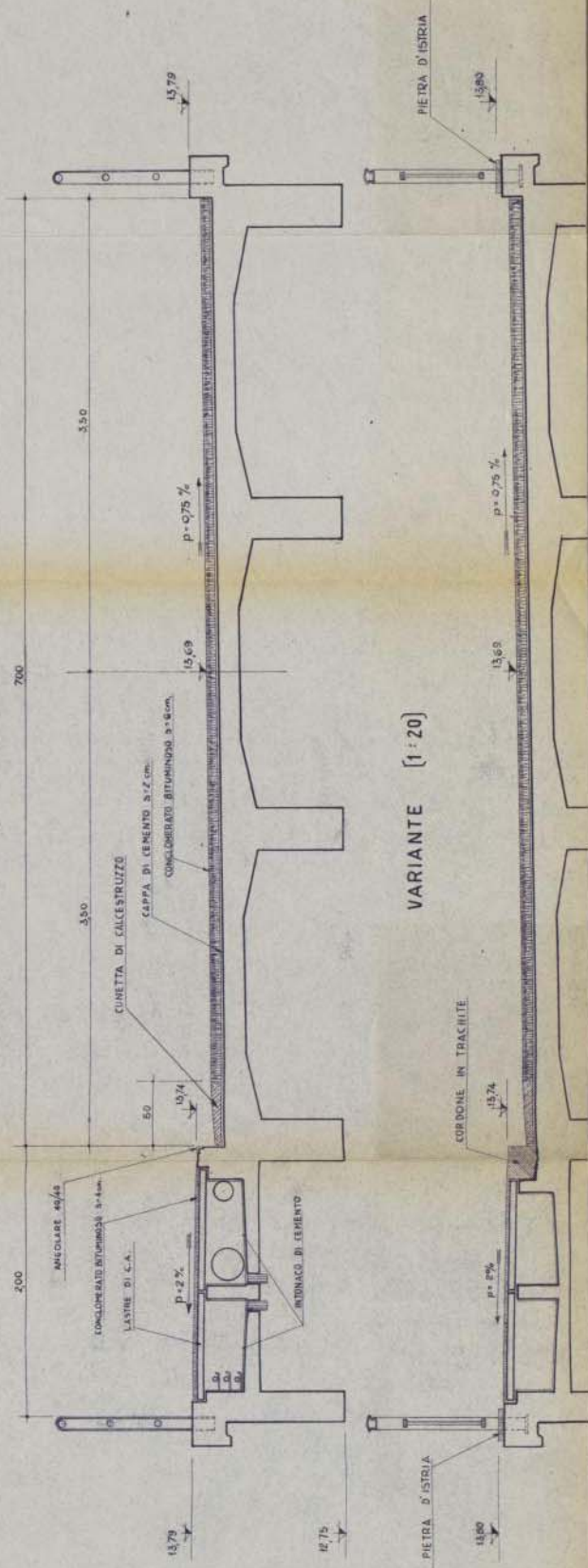


SEZ. B - B

SEZ. C - C

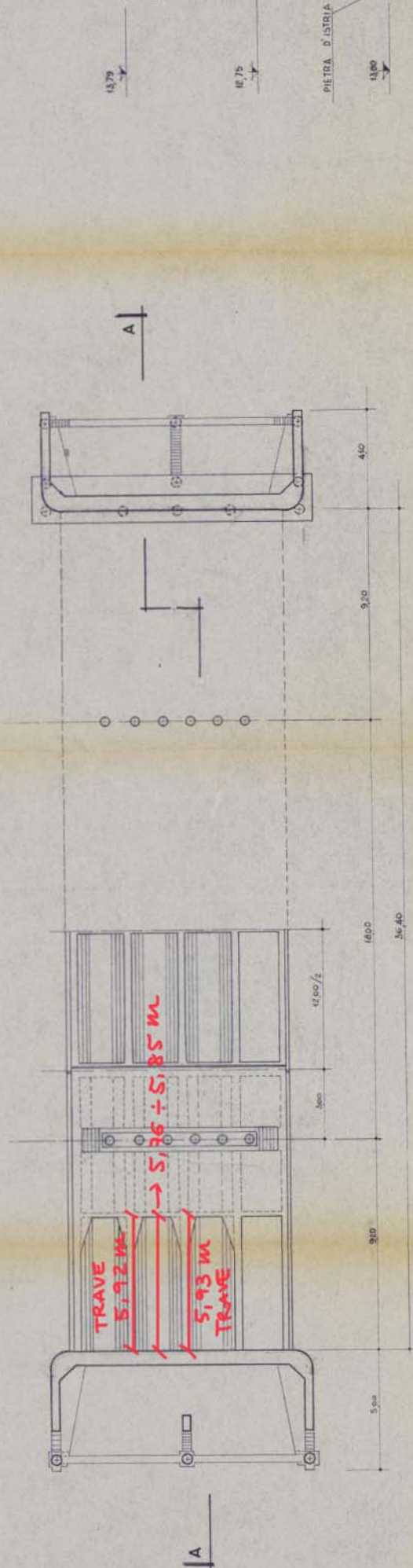
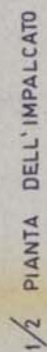
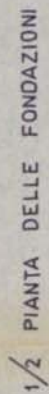


SEZIONE TRASVERSALE TIPO
(1:20)



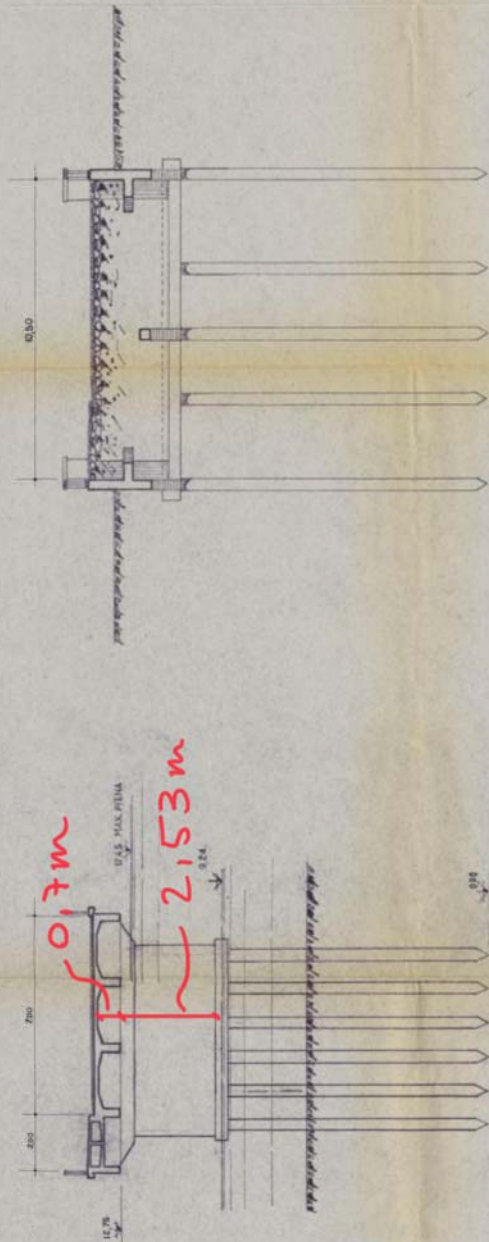
ALLEGATO III: RILIEVO STRUTTURALE

X ELEMENTI
NON PRESENTI



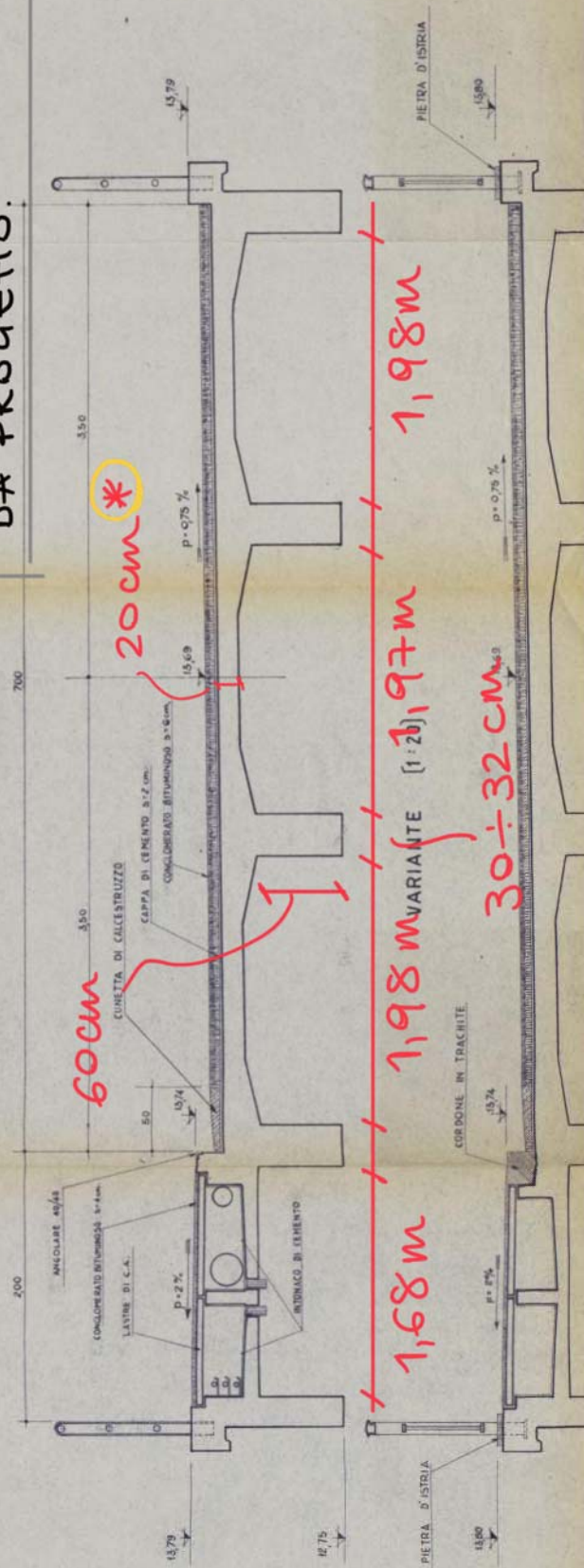
SEZ. B-B

SEZ. C-C









*STRATO DI FINITURA SOTTO
IL BINDER DI 2÷3 CM
QUINDI LA SOLETTA SEMBRA
ESSERE DI 18 CM COME
DA PROGETTO.



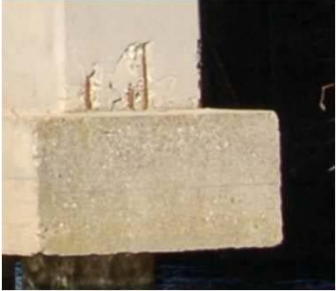

SEZIONE TRASVERSALE TIPO
(1:20)




ALLEGATO IV: SCHEDE ISPEZIONE VISIVA

SCHEDA ISPEZIONE PONTE S.OMIZZOLO						
MANUFATTO:		Impalcato campata centrale intradosso		DR	6,2	
Descrizione difetto	Visto	G	K1	K2	NOTE/FOTO	
			0,2/0,5/1	0,2/0,5/1		
1.1 Macchie di umidità passiva	Visto	1		5		
1.2 Macchie di umidità attiva	Visto	4	0,2	1		
1.3 Cls dilavato/ammalorato	Visto	2		1		
1.4 Vespai	Visto	2				
1.5 Distacco del copriferro	Visto	2	0,2	1	Appoggi, zona sella gerber 	
1.6 Armatura ossidata	Visto	5	0,2	1	Zona appoggi 	
1.13 Lesioni a ragnatela modeste	Visto	1		1		
1.14 Fessure orizzontali	Visto	2				
1.15 Fessure verticali	Visto	2				
1.16 Fessure diagonali	Visto	5				
1.17 Fessure longitudinali	Visto	2				
1.18 Fessure trasversali	Visto	5				
1.19 Lesioni/distacco travi/traversi	Visto	3				
1.20 Staffe scoperte/ossidate	Visto	3				
1.21 Lesioni attacco pilastri		2				
1.22 Lesioni attacco trave/soletta	Visto	2		1		
1.23 Armatura verticale deformata	Visto	5		1		
1.25 Riprese successive deteriorate	Visto	1		1		
1.26 Riduzione armatura di prec.	Visto	5			Non presente	
1.27 Umidità dall'interno		2		1		
1.28 Armatura scoperta/ossidata testate	Visto	2			Non rilevabile	
1.29 Danni da urto	Visto	4	1		Non presente	
1.30 Danni dagli apparecchi d'appog.	Visto	4	1		Assenti	
5.1 Fuori piombo	Visto	5	1		Non rilevabile	
5.2 Scalzamento		5	0	1	Non presente	
5.3 Dilavam. del rilevato di approccio		1				
5.4 Dissesto del rilevato di approccio		2				
5.9 Dislivello giunto-pavimentazione	Visto	1			Non presente 	

APOGGI E ACCESSORI	5.10 Massetti lesionati	Visto	2	1	1	<p>Durante la fase di carotaggio della pavimentazione stradale si é riscontrato uno strato di finitura sottostante lo spessore del binder di circa 3cm, con caratteristiche equiparabili ad un massetto di finitura (ricco di inerti fini, e apparso friabile nell'atto dell'estrazione).</p> 
	5.14 Scossalina permeabile	Visto	2		1	Non presente
	5.15 Dislivello tra rilevato e impalcato	Visto	1			Non rilevabile
	5.16 Presenza di dossi	Visto	1			Non presente
	5.17 Fessure/anomalie pavimentazione	Visto	0,5			Non presente
	5.18 Parapetti assenti	Visto	3			
	5.19 Parapetti non a norma	Visto	2	1	1	
	5.20 Parapetti danneggiati	Visto	2			Non presente
	5.21 Guardrail danneggiati	Visto	1			Non presente
	5.22 Guardrail corrosi per ossidazione	Visto	0,5			Non presente
	5.23 Cordoli degradati		2			
	5.24 Convogliamento acque assente	Visto	3			Presente
	5.25 Pozzetti intasati	Visto	1			Non presente
	5.26 Scarichi corti	Visto	2			<p>A vista</p> 
	5.27 Scarichi ostruiti	Visto	1			Non rilevabile
	5.28 Scarichi danneggiati	Visto	2			
	5.29 Cattiva pavimentaz. marciapiedi	Visto	1			
	5.30 Pali d'illuminazione mal ancorati	Visto	2			Presenti in zone limitrofe
	5.31 Pali d'illuminazione danneggiati	Visto	2			Presenti in zone limitrofe
	5.32 Pali d'illuminazione arrugginiti	Visto	0,5			Presenti in zone limitrofe
	5.33 Sottoservizi mal ancorati	Visto	2			

SCHEDA ISPEZIONE PONTE S.OMIZZOLO						
MANUFATTO:		PILE			DR	3,1
Descrizione difetto	Visto	G	K1	K2	NOTE/FOTO	
			0,2/0,5/1	0,2/0,5/1		
1.1 Macchie di umidità passiva	Visto	1		5		
1.2 Macchie di umidità attiva	Visto	4	0,2	1		
1.3 Cls dilavato/ammalorato	Visto	2	0,2	1	Pila destra orografica 	
1.4 Vespai	Visto	2			Non visibili	
1.5 Distacco del copriferro	Visto	2	0,2	1	Pila sinistra orografica. Si veda anche l'immagine sopra per quanto riguarda la pila destra. 	
1.6 Armatura ossidata	Visto	5	0,2	1	Dove si è potuto osservare il distacco del copriferro 	
1.13 Lesioni a ragnatela modeste	Visto	1	0,5	1		
1.14 Fessure orizzontali	Visto	2				
1.15 Fessure verticali	Visto	2				
1.16 Fessure diagonali	Visto	5				

	1.17 Fessure longitudinali	Visto	2			
	1.18 Fessure trasversali	Visto	5			
	1.19 Lesioni/distacco travi/traversi	Visto	3			
	1.20 Staffe scoperte/ossidate	Visto	3			
	1.21 Lesioni attacco pilastri		2			
	1.22 Lesioni attacco trave/soletta	Visto	2		1	
	1.23 Armatura verticale deformata	Visto	5		1	
	1.25 Riprese successive deteriorate	Visto	1		1	
	1.26 Riduzione armatura di prec.		5			Non applicabile
	1.27 Umidità dall'interno		2		1	
	1.28 Armatura scoperta/ossidata testate	Visto	2			Non rilevabile
	1.29 Danni da urto	Visto	4	1		
	1.30 Danni dagli apparecchi d'appog.		4	1		Non applicabile
APPOGGI E ACCESSORI	5.1 Fuori piombo	Visto	5	1		Non rilevabile
	5.2 Scalzamento	Visto	5		1	
	5.3 Dilavam. del rilevato di approccio		1			
	5.4 Dissesto del rilevato di approccio		2			
	5.9 Dislivello giunto-pavimentazione		1			
	5.10 Massetti lesionati		2		1	
	5.14 Scossalina permeabile		2		1	
	5.15 Dislivello tra rilevato e impalcato	Visto	1			Non rilevabile
	5.16 Presenza di dossi		1			
	5.17 Fessure/anomalie pavimentazione		0,5			
	5.18 Parapetti assenti		3			
	5.19 Parapetti non a norma		2		1	
	5.20 Parapetti danneggiati		2			
	5.21 Guardrail danneggiati		1			
	5.22 Guardrail corrosi per ossidazione		0,5			
	5.23 Cordoli degradati		2			
	5.24 Convogliamento acque assente		3			
	5.25 Pozzetti intasati		1			
	5.26 Scarichi corti		2			
	5.27 Scarichi ostruiti		1			
	5.28 Scarichi danneggiati		2			
	5.29 Cattiva pavimentaz. marciapiedi		1			
	5.30 Pali d'illuminazione mal ancorati		2			
	5.31 Pali d'illuminazione danneggiati		2			
	5.32 Pali d'illuminazione arrugginiti		0,5			
	5.33 Sottoservizi mal ancorati		2			

SCHEDA ISPEZIONE PONTE S.OMIZZOLO						
MANUFATTO:		Spalla destra orografica		DR	0,8	
Descrizione difetto		Visto	G	K1 0,2/0,5/1	K2 0,2/0,5/1	NOTE/FOTO
CALCESTRUZZO	1.1 Macchie di umidità passiva	Visto	1		5	
	1.2 Macchie di umidità attiva	Visto	4	0,2	1	
	1.3 Cls dilavato/ammalorato	Visto	2		1	Non presente
	1.4 Vespai	Visto	2			Non rilevabile, visibile solo il lato a valle "fuori terra".
	1.5 Distacco del copriferro	Visto	2		1	
	1.6 Armatura ossidata	Visto	5		1	
	1.13 Lesioni a ragnatela modeste	Visto	1		1	
	1.14 Fessure orizzontali	Visto	2			
	1.15 Fessure verticali	Visto	2			
	1.16 Fessure diagonali	Visto	5			
	1.17 Fessure longitudinali	Visto	2			
	1.18 Fessure trasversali	Visto	5			
	1.19 Lesioni/distacco travi/traversi	Visto	3			
	1.20 Staffe scoperte/ossidate	Visto	3			
	1.21 Lesioni attacco pilastri		2			
	1.22 Lesioni attacco trave/soletta	Visto	2		1	Non presente
	1.23 Armatura verticale deformata	Visto	5		1	Non presente
	1.25 Riprese successive deteriorate	Visto	1		1	Non presente
	1.26 Riduzione armatura di prec.		5			Non applicabile
	1.27 Umidità dall'interno		2		1	
	1.28 Armatura scoperta/ossidata testate		2			
	1.29 Danni da urto	Visto	4	1		
	1.30 Danni dagli apparecchi d'appog.	Visto	4	1		Non rilevabile
APPOGGI E ACCESSORI	5.1 Fuori piombo	Visto	5	1		Non rilevabile
	5.2 Scalzamento		5		1	Non presente
	5.3 Dilavam. del rilevato di approccio		1			
	5.4 Dissesto del rilevato di approccio		2			
	5.9 Dislivello giunto-pavimentazione		1			
	5.10 Massetti lesionati		2		1	
	5.14 Scossalina permeabile		2		1	
	5.15 Dislivello tra rilevato e impalcato	Visto	1			Non rilevabile
	5.16 Presenza di dossi		1			
	5.17 Fessure/anomalie pavimentazione		0,5			
	5.18 Parapetti assenti		3			
	5.19 Parapetti non a norma		2		1	
	5.20 Parapetti danneggiati		2			
	5.21 Guardrail danneggiati		1			
	5.22 Guardrail corrosi per ossidazione		0,5			
	5.23 Cordoli degradati		2			
	5.24 Convogliamento acque assente		3			
	5.25 Pozzetti intasati		1			
	5.26 Scarichi corti		2			
	5.27 Scarichi ostruiti		1			
	5.28 Scarichi danneggiati		2			
	5.29 Cattiva pavimentaz. marciapiedi		1			
	5.30 Pali d'illuminazione mal ancorati		2			
	5.31 Pali d'illuminazione danneggiati		2			
	5.32 Pali d'illuminazione arrugginiti		0,5			
	5.33 Sottoservizi mal ancorati		2			

ALLEGATO V: RISULTATI PROVE DI LABORATORIO

4 EMME Service S.p.A.**Laboratorio Prove Materiali**

Via L. Zuegg, 20 – 39100 Bolzano Tel. 0471 543182 – Fax 543180
laboratorio.bz@4emme.it – www.4emme.it

Sistema Qualità ISO 9001:2008 certificato RINA nr. 6441/01/S

Pagina 1 di 2

**RAPPORTO DI PROVA /
PRÜFBERICHT****NR. 2866****del / vom 05/03/2020**

Il sottoscritto:

Der Unterfertigte

Geom. Davide Morello

consegna per ordine di
übergibt im Auftrag:

Committente

in qualità di:

in seiner Eigenschaft als

Esecutore Indagini

Intestatario certificato**Zeugnisinhaber:**

Studio Schvarcz – Architettura e Ingegneria Civile e Industriale
Via Panà n. 56/B
30027 Noventa Padovana - Padova (PD)

Verbale di accettazione

Annahmeprotokoll:

Nr. 7470 del / vom 04/03/2020

Descrizione della prova:

Prüfungsbeschreibung:

PROVA DI COMPRESSIONE SU PROVINI CILINDRICI**DRUCKFESTIGKEITSPRÜFUNG AUF ZYLINDRISCHE PROBEKÖRPER**

Norme di riferimento

Bezugsnormen:

UNI EN 12390-3:2019

Descrizione del materiale

Materialbeschreibung:

6 provini cilindrici ricavati da spezzoni di carote di calcestruzzo

6 zylindrische Probekörper aus Betonbohrkernen gewonnen

Cantiere - Luogo del prelievo:

Baustelle – Ort der Probeentnahme

Ponte sul Canale Piovego fra Via G.B. Morgagni e Via Gozzi - Padova

Committente delle opere

Bautenauftraggeber:

Studio Schvarcz – Architettura e Ingegneria Civile e Industriale

Impresa:

Baufirma

Richiesta sottoscritta dal Direttore Lavori

Prüfauftrag vom Bauleiter
unterschrieben:

Prelievo eseguito da:

Entnahme verrichtet von

4 Emme Service S.p.A

4 EMME Service S.p.A.

Laboratorio Prove Materiali

Via L. Zuegg, 20 – 39100 Bolzano Tel. 0471 543182 – Fax 543180
laboratorio.bz@4emme.it – www.4emme.it

Sistema Qualità ISO 9001:2008 certificato RINA nr. 6441/01/S

Pagina 2 di 2

RAPPORTO DI PROVA / PRÜFBERICHT

NR. 2866

del / vom 05/03/2020

Dati dichiarati / Angegebene Daten						Risultati di prova / Prüfergebnisse					
Sigla Kennz.	Data estrazione Entnehmungs- datum	Posizione in opera Bauteil	Dimensioni Abmessungen [mm]		h/d	Massa volumica Dichte [kg/m³]	Resistenza a compressione Druckfestigkeit f_c [N/mm²]	Tipo rottura Bruchtyp	Max inerte Max Gestein Ø [mm]	Armatura rilevata Bewehrung [mm]	Data prova Prüfdatum
			Ø	h							
C1	28/02/2020	Pila 1 - da dx orografico	94	95	1/1	2356	20,0	S	28		05/03/2020
C2	28/02/2020	Pila 2 - da dx orografico	94	95	1/1	2342	17,8	S	32		05/03/2020
C3	28/02/2020	Campata centrale – 2° Trave da monte	94	95	1/1	2409	39,8	S	40		05/03/2020
C4	28/02/2020	Campata centrale - Soletta	94	95	1/1	2453	64,9	S	32		05/03/2020
C5	28/02/2020	Spalla 1 - da dx orografico	94	95	1/1	2303	11,6	S	34		05/03/2020
C6	28/02/2020	Prima Campata – Trave di bordo da monte	94	95	1/1	2378	35,1	S	30		05/03/2020

legenda/ Legende:

S = rottura soddisfacente / genügender Bruch NS = rottura non soddisfacente / ungenügender Bruch

Note / Anmerkungen: i provini sono stati tagliati e rettificati / die Probekörper sind abgeschnitten und geschliffen worden.

Attrezzatura utilizzata / Verwendete Ausrüstung					Certificato di taratura / Eichungszeugnis			
Nr	Tipo / Typ	Matricola / Matrikel	Marca / Marke	Portata / Traglast	Nr	Data / Datum	Ente / Anstalt	
01	50-C5902/* C8232	02042332	Controls	3000 kN	LAT 104 1553/2018	23/11/2018	Politecnico di Milano	
02	65-L1201/* C8232	02042333	Controls	250 kN	LAT 104 1555/2018	23/11/2018	Politecnico di Milano	



4 EMME Service S.p.A.

Prove in Sito - Laboratorio Prove Materiali

Sede legale: Via L. Zuegg, 20 - 39100 Bolzano - ITALY

Tel. 0471/543111 - Fax 543110 4emme@legalmail.it www.4emme.it

Sistema Qualità ISO 9001:2008 certificato RINA nr. 6441/01/S

INDAGINI DIAGNOSTICHE
PONTE “SILVIO OMIZZOLO”
PADOVA

PROVA n. 4865/PD

28 febbraio 2020

Committente: **Studio Schvarcz Architettura e Ingegneria Civile e Industriale**

Tecnico incaricato: **ing. Riccardo Schvarcz**

Relatore: **geom. Filippo Carraro**



Ponte S. Omizzolo – Padova (PD)

Rif.: PD-008-20

Padova, 9 marzo 2020

C.F./P.I. IT 01288130212		Cap. Soc. 500.000,00 Euro		R.E.A. - BZ 111601		CASSA CENTRALE RAIFFEISEN BZ IT49 B 03493 11600 000300027138	
Bolzano	0471-543111	Firenze	055-461000	Modena	059-395414	Roma	06-71546992
Bologna	051-6346808	Genova	010-586195	Padova	049-8020707	Torino	011-7706023
Cagliari	070-490732	Marche	0734-903279	Palermo	091-6703629	Treviso	0438-990200
Como	031-305253	Milano	02-40092545	Piacenza	0523-755849	Verona	045-8004278
				Laboratori Autorizzati			
				Bolzano		0471-543111	
				Milano		02-40092545	

INDICE

1. PREMESSA	3
1.1. Individuazione della struttura	3
2. INDIVIDUAZIONE INDAGINI	4
3. INDAGINI SU CALCESTRUZZO ARMATO.....	5
3.1. RILIEVO DELLE ARMATURE	6
3.1.1. Descrizione della strumentazione e modalità di esecuzione delle indagini	6
Pacometro	6
Georadar.....	6
3.1.2. Riepilogo dei risultati – Indagini pacometriche e scarifiche	7
Indagini rilievi armature	8
3.2. STRATIGRAFIA IMPALCATO	13
3.3. INDAGINI GEORADAR	14
3.4. CAROTAGGI E PROVE DI COMPRESSIONE	15
3.4.1. Descrizione della strumentazione e modalità di esecuzione delle indagini	15
Carotatrice HILTI.....	15
Profondità della carbonatazione	16
3.4.2. Riepilogo dei risultati - Prove di compressione	17
3.4.3. Documentazione fotografica - Carotaggi	18
3.5. INDAGINI ULTRASONICHE	20
3.5.1. Descrizione della strumentazione e modalità di esecuzione delle indagini	20
3.5.2. Rapporto dei risultati - Indagini ultrasoniche	23
3.6. PROVE DI DUREZZA DELL'ACCIAIO.....	24
3.6.1. Descrizione della strumentazione e modalità di esecuzione delle indagini	24
Microdurometro Vickers	24
3.6.2. Rapporto dei risultati - Prove di durezza dell'acciaio.....	25
3.6.3. Tabella riepilogativa	27
4. PROVA ECOMETRICA A BASSA ENERGIA – P.I.T.	28
4.1. Descrizione della strumentazione	28
4.2. Metodologia di prova	29
4.3. Analisi nel dominio del tempo	30
4.4. Individuazione delle zone di prova	32
4.5. Esecuzione delle prove.....	33
4.6. Segnali P.I.T. - Dominio dei tempi.....	35

ALLEGATI:

1- Rapporto di prova n.2866 del 05/03/2020 – Prova di compressione su provini cilindrici

1. PREMESSA

La 4 EMME Service S.p.A., specializzata nell'esecuzione di prove e indagini sperimentali su strutture in sito, è stata incaricata dallo **Studio Schvarcz Architettura e Ingegneria Civile e Industriale** di eseguire una serie di indagini diagnostiche sulle strutture portanti relative al Ponte Silvio Omizzolo sito nel Comune di Padova (PD).

La scelta delle tipologie d'indagine e degli elementi strutturali da sottoporre a verifica sono stati preventivamente concordati con l'ing. Schvarcz

Le indagini sono state eseguite in data 28 febbraio 2020.

All'esecuzione delle indagini ha assistito:

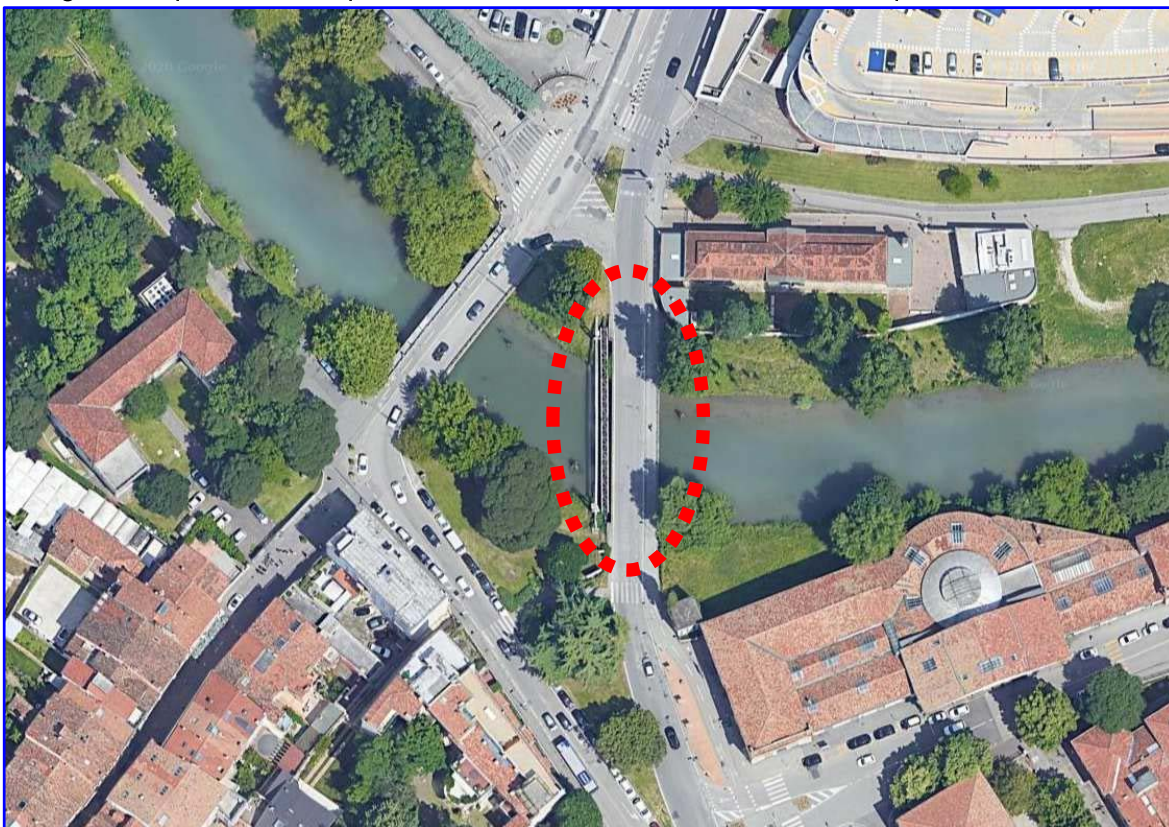
ing. Riccardo Schvarcz Tecnico incaricato
ing. Maria Elena Fusaro Collaboratrice Tecnico incaricato

e per la 4 EMME Service S.p.A.:

arch. Giuseppe Caramel
ing. Luciano Lionello
geom. Davide Morello
geom. Fulvio De Francisci
geom. Filippo Carraro

1.1. Individuazione della struttura

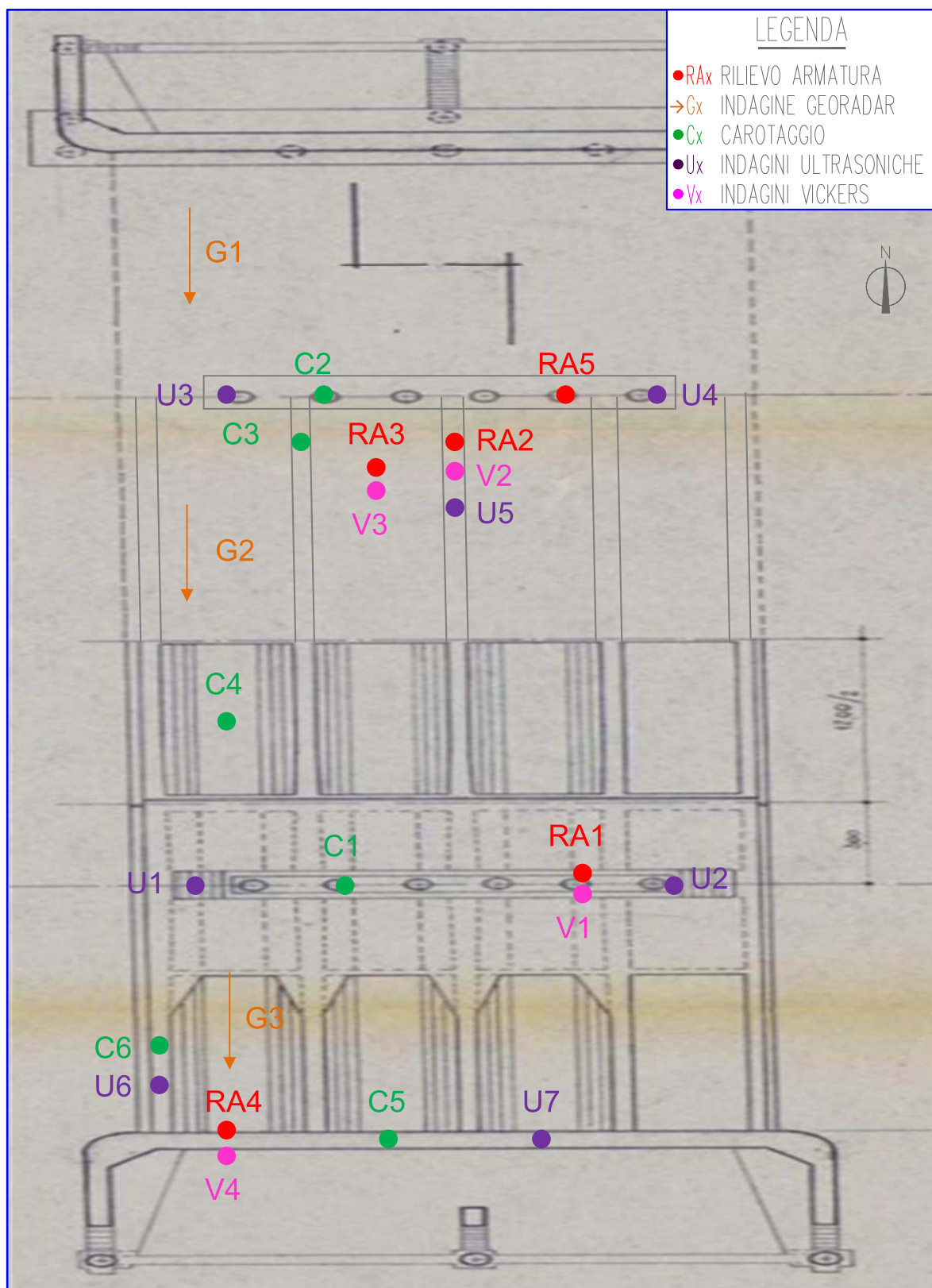
A seguire è riportata una ripresa dal satellite con l'individuazione del ponte.



Vista satellitare con l'individuazione del ponte (fonte Google Maps)

2. INDIVIDUAZIONE INDAGINI

Si riportano in planimetria le indagini eseguite.



Individuazione indagini eseguite

3. INDAGINI SU CALCESTRUZZO ARMATO

Le indagini sono state condotte per verificare le caratteristiche meccaniche del calcestruzzo armato, su alcuni elementi portanti del manufatto.

Sono state eseguite:

- n. 5 indagini pacometriche/scarifiche per il rilievo delle armature su elementi in c.a.
- n. 1 rilievo stratigrafico dell'impalcato
- n. 3 indagini Georadar per la verifica del pacchetto di pavimentazione stradale
- n. 6 carotaggi Ø100 mm e successive n. 6 prove di compressione in laboratorio
- n. 6 prove di carbonatazione su provini in c.a.
- n. 13 indagini ultrasoniche su elementi in cls
- n. 7 indagini Vickers

3.1. RILIEVO DELLE ARMATURE

Lo scopo di queste indagini è ricostruire la geometria d'armatura degli elementi in c.a.. Per l'individuazione delle barre d'armatura sono state eseguite delle indagini combinate con strumentazione georadar a supporto del pacometro.

Questo tipo di rilevazione, oltre alla specificità della conoscenza delle armature superficiali, ha diverse altre funzioni quali, in particolare, definire la presenza delle armature per l'esecuzione di altre prove come il carotaggio, Pull - Out, sclerometro, ultrasuoni, ecc.

3.1.1. Descrizione della strumentazione e modalità di esecuzione delle indagini

Pacometro

Lo strumento consiste in una sonda emettitrice di campo magnetico incorporata a un'unità d'elaborazione digitale e acustica e permette di rilevare la posizione e il diametro dell'armatura.

La sonda è fatta scorrere lungo la superficie e, dall'assorbimento del campo magnetico, si è in grado di determinare la posizione delle armature fino a una profondità di 130 mm.

Quando il copriferro è inferiore a 60 mm, è possibile stimare con buona approssimazione il diametro dei ferri.



Georadar

Lo strumento utilizzato è un georadar della GSSI modello StructureScan Mini XT, in grado di individuare la posizione e la profondità di oggetti metallici e non metallici in strutture in calcestruzzo quali barre d'armatura, condotti, cavi post-tesi, vuoti e servizi. Inoltre è possibile identificare gli elementi strutturali, tra cui pilastri, travi, solette, lastre, ecc.

Lo strumento impiega un'antenna da 2700 MHz che restituisce un'ottima risoluzione per oggetti superficiali, mantenendo allo stesso tempo la capacità di individuare ostacoli più in profondità (fino a 50 cm).

La riflessione dell'onda radar emessa avviene a causa delle differenti caratteristiche elettriche dei materiali attraversati. Tutti i mezzi reali assorbono le onde elettromagnetiche in misura dipendente dalle loro caratteristiche elettriche.

La frequenza di trasmissione è determinata dalle caratteristiche costruttive dell'antenna stessa e può variare da 14 MHz a oltre 2,5 GHz. La scelta della frequenza è basata sugli scopi di utilizzo dell'apparecchiatura, a una bassa frequenza corrisponde, infatti, un'elevata penetrazione del segnale in profondità ma con uno scarso dettaglio delle anomalie riscontrabili (risoluzione bassa).

Al contrario, ad alte frequenze corrispondono elevati livelli risolutivi con scarsa penetrazione del segnale.



RIFERIMENTI NORMATIVI

Norma BS 1881-204:1988 "Testing concrete - Recommendations on the use of electromagnetic covermeters".

3.1.2. Riepilogo dei risultati – Indagini pacometriche e scarifiche

Di seguito si riportano gli schemi riepilogativi dei rilievi pacometrici, elencati secondo la numerazione riportata nella planimetria a pagina 4.

La campitura in rosso e il termine N.R. (Non Rilevabile) indicano un dato che, per cause legate alla geometria dell'elemento stesso o ai limiti di utilizzo dello strumento o all'impossibilità di raggiungere una determinata zona da indagare, non può essere riportato in tabella.

Le dimensioni degli elementi indagati sono comprensive del rivestimento, dove presente.

Le misure dei diametri riportate nelle tabelle rappresentano una stima indicativa restituita dallo strumento, diversamente, per gli elementi scarificati al fine di rilevare l'esatto diametro dell'armatura, vengono riportate di fianco alla misura le sigle corrispondenti alla tipologia di barra:

- e.: Sezione esagonale
- q.: Sezione quadra
- t.: Sezione tonda
- a.m.: Barra ad aderenza migliorata
- l.: Barra liscia

Per l'individuazione delle barre d'armatura sono state eseguite delle indagini combinate con strumentazione georadar a supporto del pacometro.

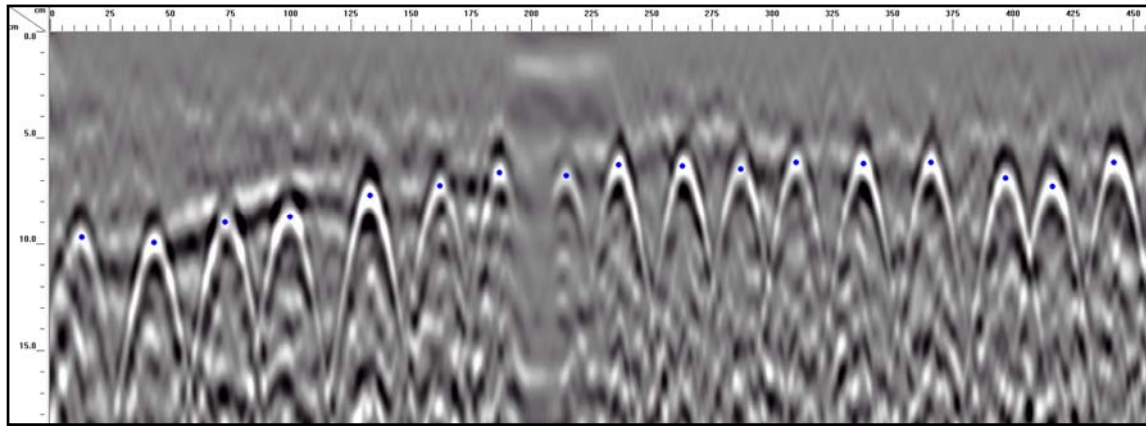


Le schede dei singoli elementi sono state nominate con le seguenti sigle:

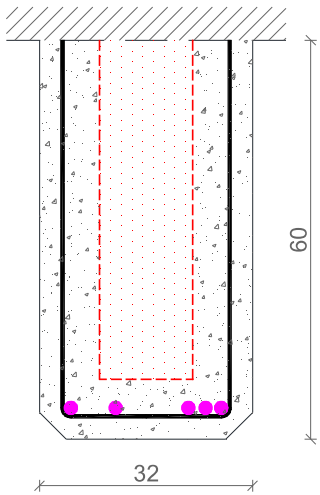
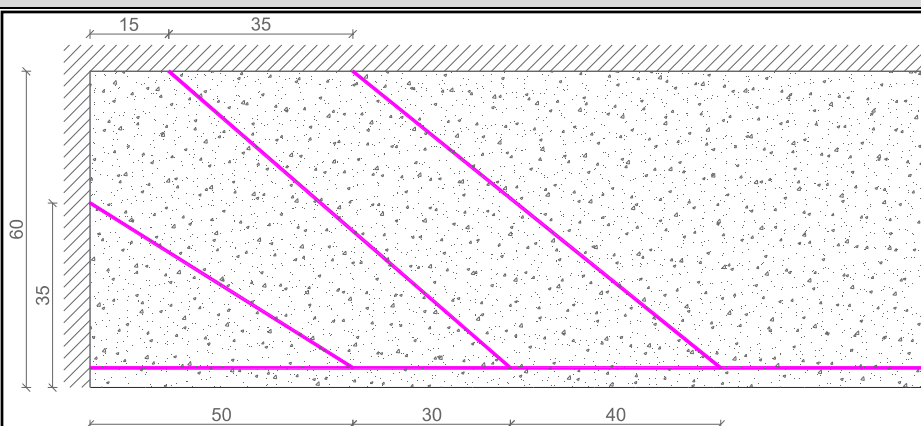


RAx



dove:

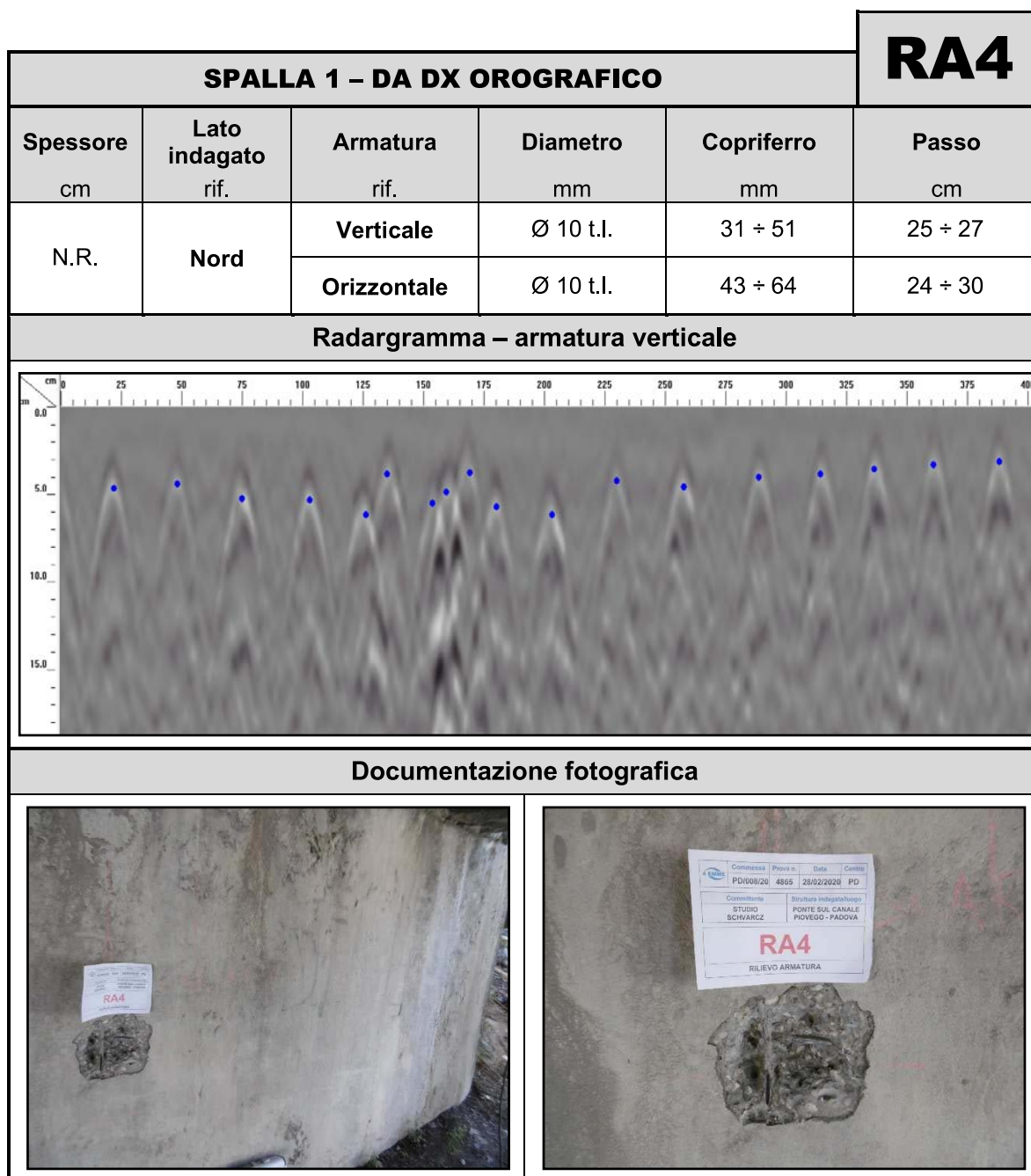
- RA Rilievo Armatura
- x: numerazione progressiva indagine

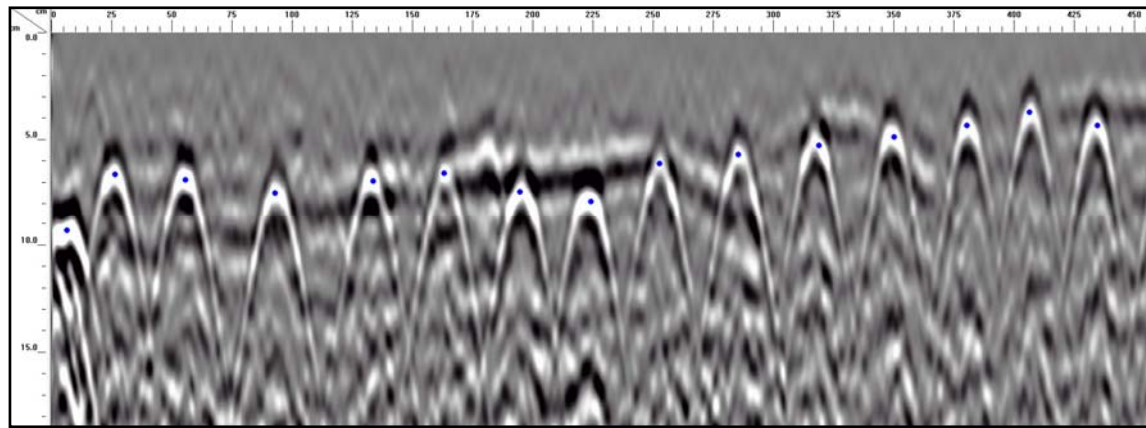
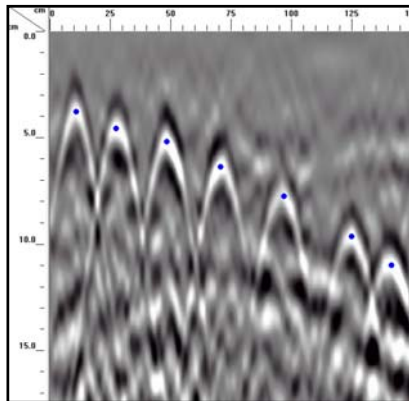

Indagini rilievi armature

PILA 1 – DA DX OROGRAFICO					RA1
Spessore cm	Lato indagato rif.	Armatura rif.	Diametro mm	Copriferro mm	Passo cm
60 cm	Nord	Verticale	Ø 16 t.l.	61 ÷ 100	27 ÷ 31
		Orizzontale	Ø 10 t.l.	49 ÷ 88	20 ÷ 24
Radargramma – armatura verticale					
					
Documentazione fotografica					
					

3^A TRAVE DA MONTE - CAMPATA CENTRALE				RA2
Dimensioni (b x h)		Rivestimento		Schema sezione 
32 X 60 cm		Non presente		
Diametro armat. misurato		Diametro staffe misurato		
"croci" Ø 26 mm		Ø 10 t.l.		
Lato rif.	Copriferro armatura mm	Copriferro staffe mm	Passo staffe cm	
Estrad.	N.R.	N.R.	15 ÷ 16	
Ovest	31 ÷ 38	19 ÷ 26		
Est	37 ÷ 43	26 ÷ 31		
Intrad.	35 ÷ 53	22 ÷ 25		
Prospetto trave (visibili i ferri che piegano verso l'appoggio)				
				
Documentazione fotografica				
				
NOTA: la scarifica è stata effettuata a 60 cm dall'appoggio.				

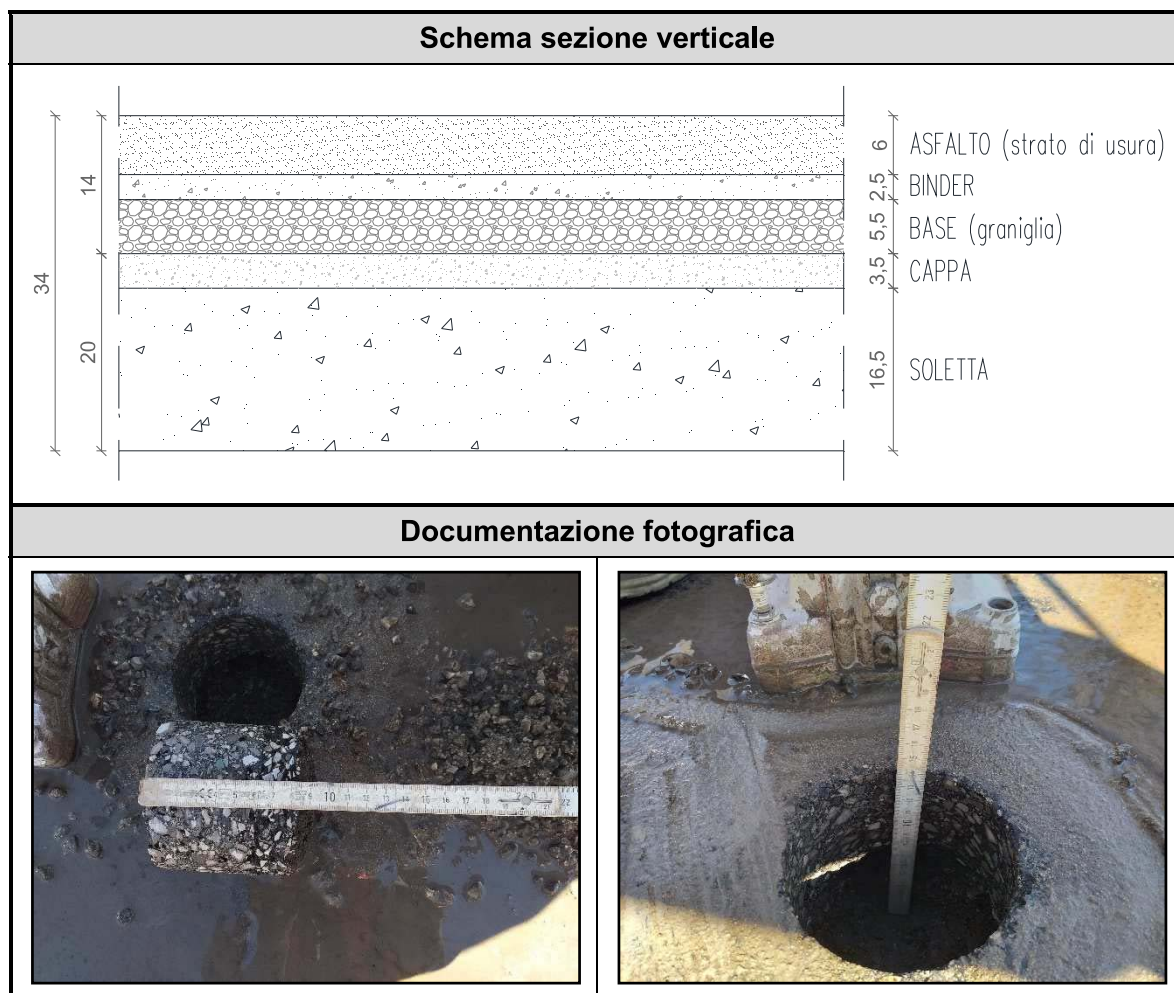
SOLETTA - CAMPATA CENTRALE					RA3
Spessore cm	Lato indagato rif.	Armatura rif.	Diametro mm	Copriferro mm	Passo cm
20 cm compresa cappa	Intradosso	Longitudinale	Ø 8 t.l.	26 ÷ 28	20 ÷ 34
		Trasversale	Ø 16 t.l.	12 ÷ 15	15 ÷ 24
Documentazione fotografica					
					



PILA 2 – DA DX OROGRAFICO					RA5
Spessore cm	Lato indagato rif.	Armatura rif.	Diametro mm	Copriferro mm	Passo cm
60 cm	Sud	Verticale	Ø 16 (stimato)	39 ÷ 93	27 ÷ 31
		Orizzontale	Ø 10 (stimato)	27 ÷ 80	20 ÷ 24
Radargramma – armatura verticale					
					
Radargramma – orizzontale			Documentazione fotografica		
					

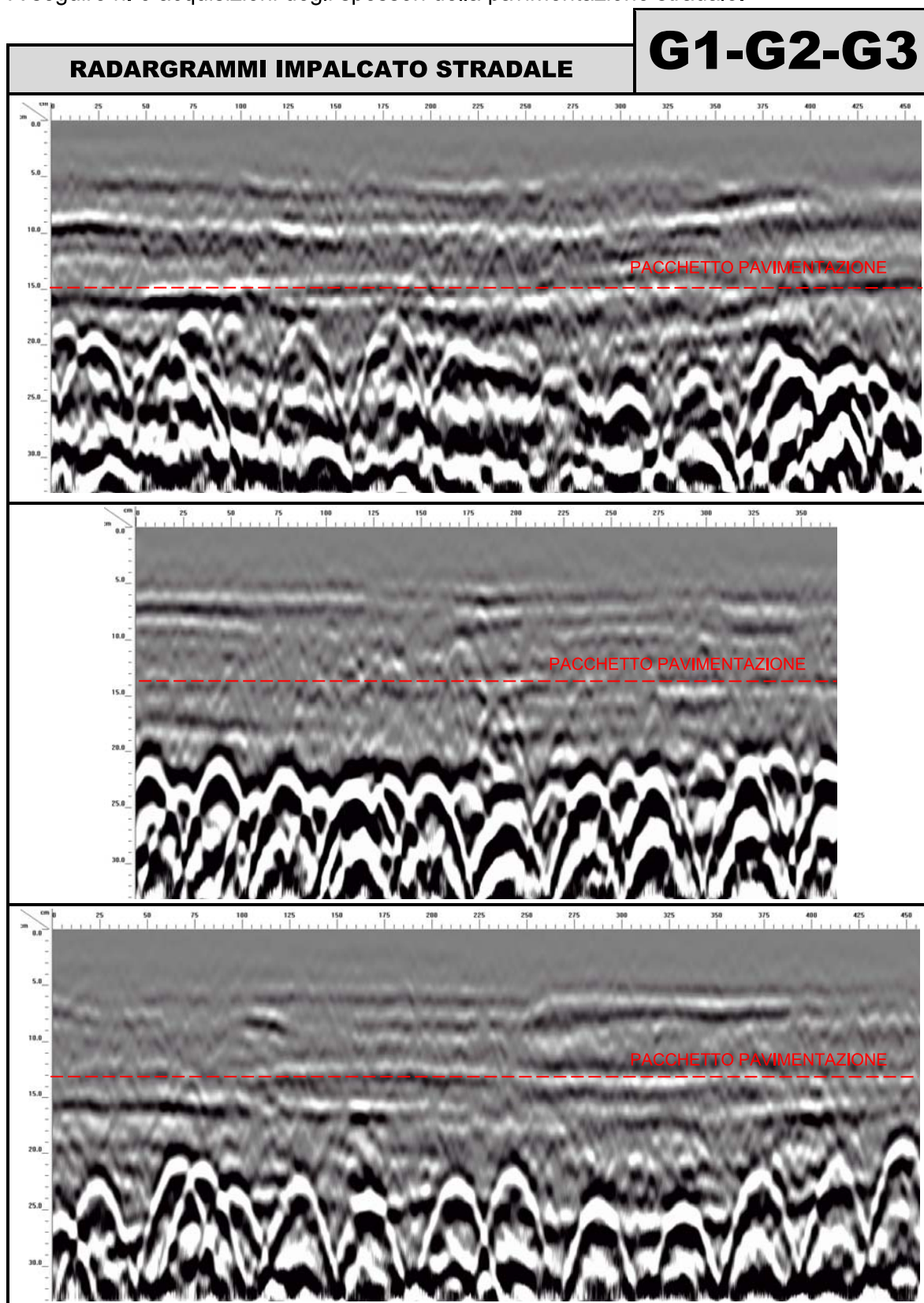
3.2. STRATIGRAFIA IMPALCATO

A seguire una scheda di rilievo della pavimentazione stradale e sottostante soletta.



3.3. INDAGINI GEORADAR

A seguire n. 3 acquisizioni degli spessori della pavimentazione stradale.



3.4. CAROTAGGI E PROVE DI COMPRESSIONE

3.4.1. Descrizione della strumentazione e modalità di esecuzione delle indagini Carotatrice HILTI

Per il prelievo dei provini cilindrici si è utilizzata una carotatrice Hilti con colonna a sola rotazione e sistema di recupero dell'acqua di raffreddamento, con corona diamantata Ø102 mm. I carotaggi sono stati effettuati orizzontalmente al getto, previa indagine pacometrica per l'individuazione dell'armatura.



Velocità di rotazione:

- Marcia 1: 420 giri/min
- Marcia 2: 700 giri/min
- Marcia 3: 1570 giri/min

I provini cilindrici estratti sono stati catalogati in sito e inviati al Laboratorio Autorizzato (ai sensi dell'art. 59 del D.P.R. n. 380/2001) dove vengono tagliati, rettificati e sottoposti alla prova di compressione.

RIFERIMENTI NORMATIVI

Norma UNI EN 12390-3:2009 – “Prove sul calcestruzzo indurito - Parte 3: Resistenza alla compressione dei provini”

Norma UNI EN 12504-1:2009 – “Prove sul calcestruzzo nelle strutture - Parte 1: carote-prelievo, esame e prova di compressione”

Profondità della carbonatazione

La prova ha lo scopo di determinare la profondità di carbonatazione dello strato superficiale del calcestruzzo. Il calcestruzzo possiede un valore di pH di circa 12,5, cosa che gli conferisce un carattere fortemente alcalino. Questa forte alcalinità costituisce una protezione naturale dell'armatura contro la corrosione. Il calcestruzzo carbonatato è fortemente permeabile e riduce la capacità protettiva; fornisce inoltre una durezza superiore che tende ad ingannare i metodi di determinazione della resistenza a compressione misurati con sclerometro.



La procedura di prova può essere così sintetizzata:

- Utilizzare una carota eseguendo la prova immediatamente dopo l'estrazione ad evitare che si formi un film carbonatato superficiale.
- Pulire accuratamente con uno straccio asciutto la superficie cilindrica.
- Spalmare o nebulizzare la fenolftaleina sulla superficie, con soluzione all'1% d'alcool etilico, utilizzando un pennello o un nebulizzatore.
- Misurare lo spessore di carbonatazione che risulta non reagente e di colore inalterato, facendo la media di almeno 4 punti. La parte reagente, non carbonatata, assumerà una colorazione rosso violetto.

Nel caso di un andamento molto irregolare della linea di carbonatazione dovrà essere riportato il valore minimo e massimo.

Le misure della profondità di carbonatazione sono riportate nella tabella a pagina seguente, relativa alle prove di compressione sui provini cilindrici.

RIFERIMENTI NORMATIVI

Norma UNI EN 14630:2007 "Determinazione della profondità di carbonatazione di un calcestruzzo indurito con il metodo della fenolftaleina"

3.4.2. Riepilogo dei risultati - Prove di compressione

I provini cilindrici, dopo taglio e rettifica, sono stati posti a prova di compressione secondo la norma UNI-EN 12390-3:2009 / UNI-EN 12504-1:2009, documentata con il **Rapporto di prova n. 2866 del 05/03/2020** – Prova di compressione su provini cilindrici in cls, riportato in allegato.

I provini sono stati siglati per il Laboratorio con un contrassegno tipo:

Cx

dove:


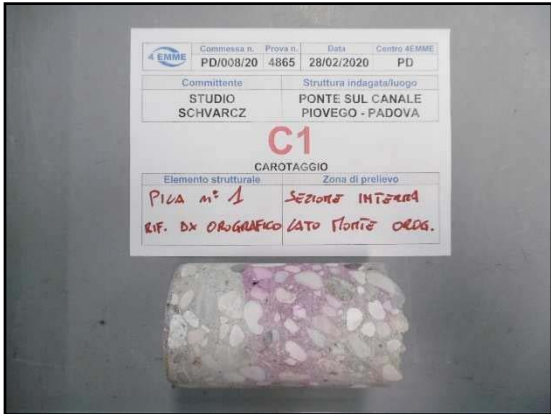
C: Carota


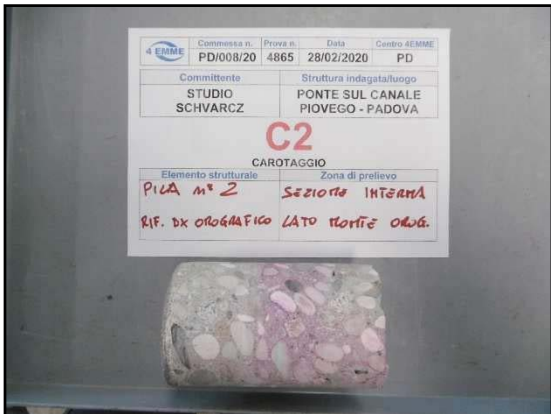
x: numerazione progressiva provino

A seguire è riportata la tabella con i risultati ottenuti dalle prove di compressione.

Prov. n.	Elemento indagato n.	Carbonataz. mm	Rapp. di snellezza H/Ø	Resistenza cilindrica R_{cil} MPa	Diametro inerte massimo mm
C1	Pila 1 - da dx orografico	38 ÷ 55	1/1	20,0	28
C2	Pila 2 - da dx orografico	52 ÷ 62	1/1	17,8	32
C3	2^a trave da monte - campata centrale	33 ÷ 40	1/1	39,8	40
C4	Soletta - campata centrale	0	1/1	64,9	32
C5	Spalla 1 - da dx orografico	23 ÷ 47	1/1	11,6	34
C6	Trave di bordo da monte - prima campata	21 ÷ 32	1/1	35,1	30

3.4.3. Documentazione fotografica - Carotaggi

PILA 1 – DA DX OROGRAFICO	C1
	

PILA 2 – DA DX OROGRAFICO	C2
	

2^ TRAVE DA MONTE - CAMPATA CENTRALE	C3
	

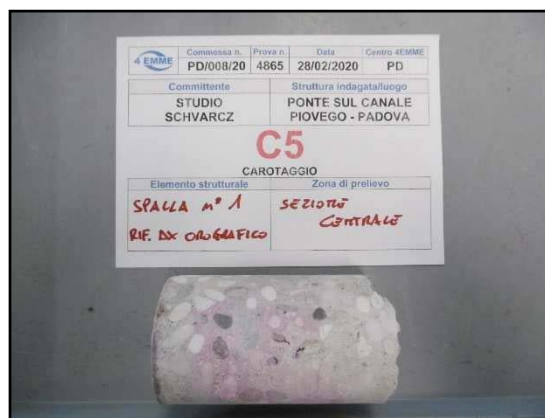
SOLETTA - CAMPATA CENTRALE

C4



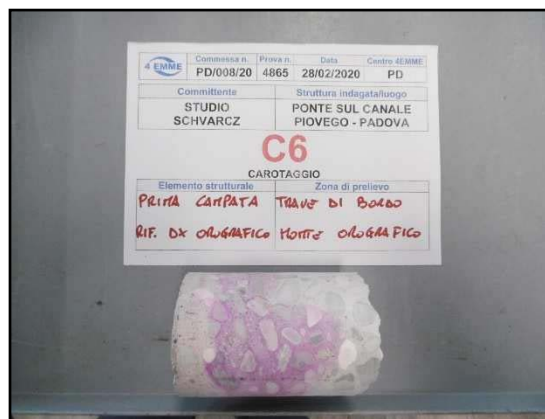
SPALLA 1 - DA DX OROGRAFICO

C5



TRAVE DI BORDO DA MONTE - PRIMA CAMPATA

C6



3.5. INDAGINI ULTRASONICHE

3.5.1. Descrizione della strumentazione e modalità di esecuzione delle indagini Ultrasuoni

Per l'esecuzione delle prove è stata utilizzata l'apparecchiatura Matest C372N, strumento ultrasuoni "High Performance", costituita da:

- n. 2 sonde piezometriche con frequenza propria 55KHz
- cilindro di taratura
- ricevitore preamplificato
- terminale operatore con display LCD touch-screen



Le acquisizioni ultrasoniche sono state effettuate con metodo "diretto", con le sonde poste rispettivamente su due superfici opposte dell'elemento indagato, e in ogni zona d'indagine sono state eseguite rispettivamente almeno n. 3 e n. 6 letture della velocità.

Il metodo a ultrasuoni è basato sulla rilevazione di treni d'onde immessi in un manufatto.

Le onde con velocità maggiore e quindi le più facilmente individuabili sono quelle di tipo longitudinale che, di conseguenza, sono più comunemente utilizzate nella diagnostica dei materiali.

La velocità delle onde longitudinali che si trasmettono in un mezzo elastico, infinito, omogeneo e isotropo è data dalla seguente formula:

$$v_p = \sqrt{\frac{g \times E_d \times (1 - \mu)}{\rho \times (1 + \mu) \times (1 - 2\mu)}}$$

Il modulo elastico è il seguente:

$$E_d = v_p^2 \times \rho \times \frac{(1 + \mu) \times (1 - 2\mu)}{g \times (1 - \mu)}$$

dove:

E_d = modulo elastico dinamico del mezzo [MPa]

v_p = velocità rilevata [m/s]

ρ = densità del materiale

μ = coefficiente di Poisson

g = accelerazione di gravità [9,81 m/s²]

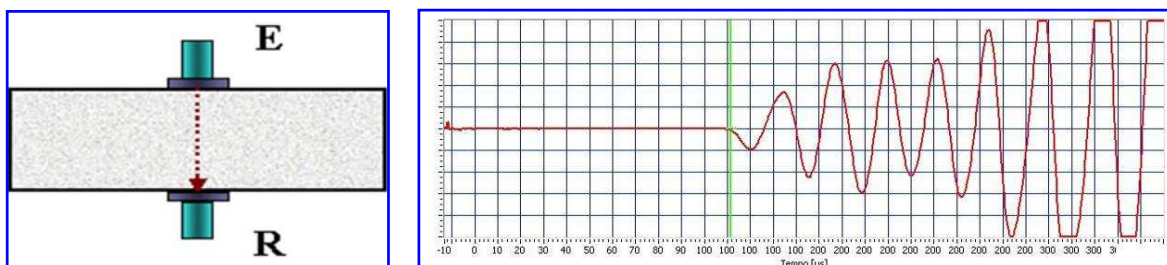
RIFERIMENTI NORMATIVI

Norma UNI EN 12504-4:2005 "Prove sul calcestruzzo nelle strutture - Parte 4: Determinazione della velocità di propagazione degli impulsi ultrasonici"

Il metodo consiste nel propagare entro il materiale in esame dei treni d'impulsi nel campo delle frequenze ultrasoniche ($15 \div 200$ kHz, in questo caso sono state utilizzate sonde da 55 kHz) emessi da un trasmettitore posto a contatto col materiale stesso e nel misurare il tempo con cui tali impulsi vengono percepiti da un ricevitore posto ad una distanza nota dal primo.

Analizzando i differenti tempi di arrivo degli impulsi e quindi le differenti velocità di propagazione è inoltre possibile valutare qualitativamente lo stato di degrado del materiale.

Nell'ipotesi che la velocità di propagazione delle onde, pur se anisotropa nelle differenti direzioni, sia costante e omogenea, le velocità inferiori indicano lunghezze di percorrenza maggiori e quindi la presenza di lesioni e fessure o la presenza di materiale con caratteristiche meccaniche diverse.



Schema di prove ultrasoniche dirette e acquisizione segnale ultrasonico

La determinazione della velocità di propagazione delle onde ultrasoniche nel calcestruzzo è condizionata da alcuni fattori che sono:

- Fattori legati alla composizione del calcestruzzo (la velocità nell'aggregato è maggiore che nella malta di cemento)
- Fattori ambientali (l'umidità influenza in maniera opposta la velocità e la resistenza)
- Fattori legati alle condizioni di prova (un aumento della pressione sulle sonde oltre a ridurre lo spessore del materiale di accoppiamento rende più netta la traccia sull'oscilloscopio con conseguente riduzione del tempo di volo misurato)
- Profondità di carbonatazione

In cantiere viene acquisito un dato di massima restituito dal software; il dato corretto viene analizzato in post-processing sulla base del picco dell'onda di primo arrivo.

La risoluzione del metodo è legata alla lunghezza d'onda: per avere una buona risoluzione bisognerebbe lavorare con piccole lunghezze d'onda e quindi ad alte frequenze. Nei materiali lapidei, a causa dell'elevata attenuazione, questo non è possibile.

Detti valori, se correlati alla resistenza, sono comunque da considerare puramente indicativi e da utilizzare per indagini di omogeneità.

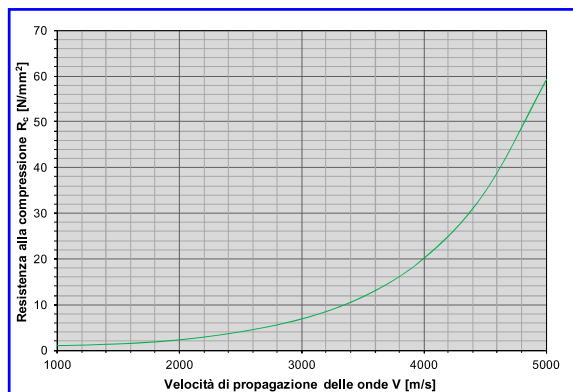
L'effettuazione di n. 6 carotaggi e successive prove di compressione in Laboratorio permette di costruire una "curva di riferimento in sito".

Le velocità ultrasoniche utilizzate fanno riferimento alle acquisizioni effettuate direttamente sui provini estratti.

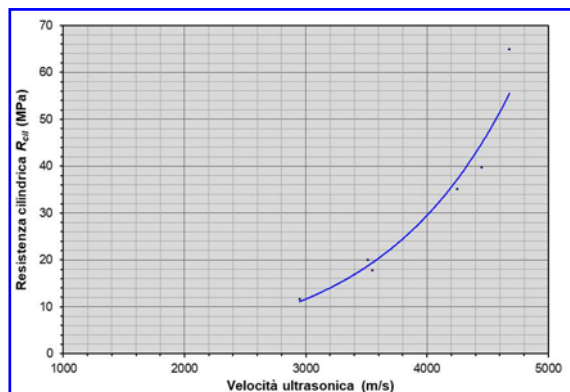
Si è utilizzata un'unica tabella interpolando sia i dati del calcestruzzo preconfezionato sia del calcestruzzo gettato in opera.

Provino n.	Elemento rif.	Resistenza cilindrica R_{cil} MPa	Diametro inerte massimo mm	Velocità ultrasonica m/s
C1	Pila 1 - da dx orografico	20,0	28	3510
C2	Pila 2 - da dx orografico	17,8	32	3550
C3	2 ^a trave da monte - campata centrale	39,8	40	4450
C4	Soletta - campata centrale	64,9	32	4680
C5	Spalla 1 - da dx orografico	11,6	34	2950
C6	Trave di bordo da monte - prima campata	35,1	30	4250

A seguire si riporta il confronto delle curve di correlazione tra velocità di propagazione delle onde elastiche $[v]$ e la resistenza a compressione $[R_{cil}]$, relative al riferimento normativo e al riferimento del sito oggetto d'indagine.



Riferimento di normativa



*Riferimento in sito
Ponte S. Omizzolo (PD)*

3.5.2. Rapporto dei risultati - Indagini ultrasoniche

Nella tabella seguente sono riportati i risultati di tutte le indagini ultrasoniche.

Indagine n.	Elemento rif.	Metodo rif.	Distanza sonde cm	Tempo di volo μs	Velocità rilevata m/s	Velocità media m/s
U1	Pila 1 <i>da dx orografico</i>	Diretto	60,0	169,0 171,4 170,5	3550 3500 3520	3523
U2	Pila 1 <i>da dx orografico</i>	Diretto	60,0	171,9 172,9 170,9	3490 3470 3510	3490
U3	Pila 2 <i>da dx orografico</i>	Diretto	60,0	168,1 170,0 168,5	3570 3530 3560	3553
U4	Pila 2 <i>da dx orografico</i>	Diretto	60,0	166,7 164,4 167,6	3600 3650 3580	3610
U5	3 ^a trave da monte <i>campata centrale</i>	Diretto	32,0	71,4 72,7 71,1	4480 4400 4500	4460
U6	Trave di bordo da monte <i>campata centrale</i>	Diretto	32,0	75,8 77,1 76,2	4220 4150 4200	4190
U7	Spalla 1 <i>da dx orografico</i>	Indiretto	10,0	32,8 33,3 32,3	3050 3000 3100	3050

3.6. PROVE DI DUREZZA DELL'ACCIAIO

3.6.1. Descrizione della strumentazione e modalità di esecuzione delle indagini Microdurometro Vickers

È stato utilizzato il microdurometro Vickers “SonoDur2” della “New Sonic” con principio di misurazione UCI – DIN 50159, ASTM A 1038 che ha le seguenti caratteristiche tecniche:

- Carico: 49,0 N
- Penetratore: diamante Vickers piramidale a 136°
- Campi di misura: Vickers HV 10-ca. 2000
- Resistenza alla trazione: 255 – 2180 N/mm²

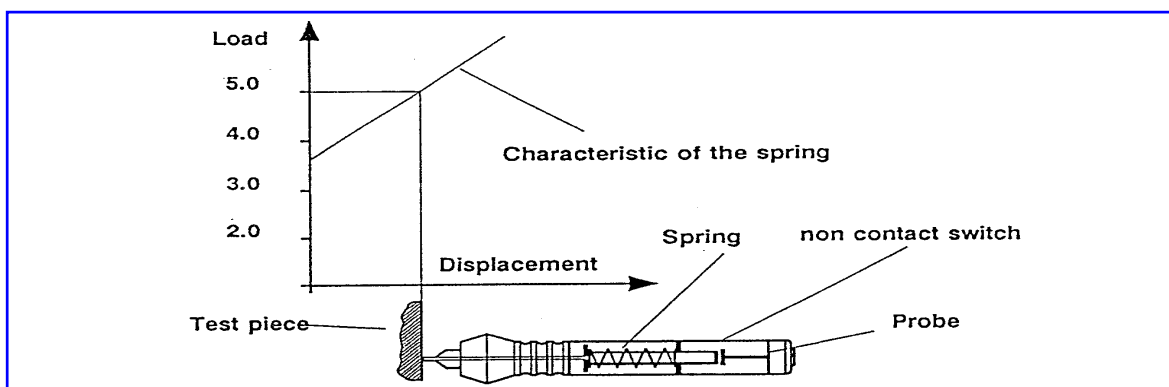


Diagramma schematico della prova di micro durezza

La valutazione dell'impronta Vickers è effettuata per via elettronica con il metodo UCI.

Il penetratore, costituito dalla piramide Vickers, è montato sull'estremità di una barretta metallica che viene eccitata a vibrare longitudinalmente con una frequenza di 78 kHz. Nel contatto tra il diamante Vickers e l'elemento, la frequenza subisce una variazione che dipende dalla superficie dell'impronta che, a sua volta, costituisce una misura della durezza del materiale in prova.

Attraverso i valori di durezza Vickers (HV) ottenuti, si calcola la resistenza a trazione tramite la formula seguente:

$$R_t = \text{Brinell} \times 3,350 \quad \text{se Brinell} \leq 175$$

$$R_t = \text{Brinell} \times 3,338 \quad \text{se Brinell} > 175$$

dove:

R_t = resistenza a trazione per ogni singola prova

Brinell = durezza Brinell pari a 0,95 HV (durezza Vickers) secondo le norme DIN

RIFERIMENTI NORMATIVI

Norma UNI EN 18265:2014 “Materiali metallici - Conversione dei valori di durezza”

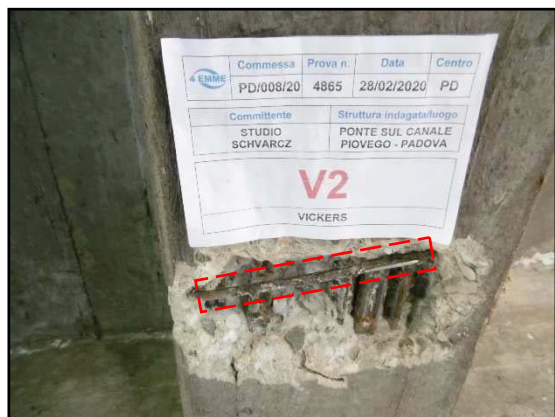
3.6.2. Rapporto dei risultati - Prove di durezza dell'acciaio

A seguire si riportano delle tabelle identificative per ogni zona indagata con i risultati ottenuti.

PILA 1 – DA DX OROGRAFICO		V1
		Zona d'indagine
		Armatura verticale
		Durezza Hv misurata
		162 164 160 163 165 161 159
		161 163 166 162 166 163 160
		Durezza Hv media Brinell Br
		163 154
		Resistenza a trazione Rt
		517,2 MPa

PILA 1 – DA DX OROGRAFICO		V1
		Zona d'indagine
		Armatura orizzontale
		Durezza Hv misurata
		142 137 140 144 138 140 142
		139 135 141 139 136 142 139
		Durezza Hv media Brinell Br
		140 133
		Resistenza a trazione Rt
		444,2 MPa

3^ TRAVE DA MONTE - CAMPATA CENTRALE		V2
		Zona d'indagine
		Armatura principale
		Durezza Hv misurata
		288 290 286 291 289 287 284
		285 287 290 288 292 286 288
		Durezza Hv media Brinell Br
		288 274
		Resistenza a trazione Rt
		913,1 MPa

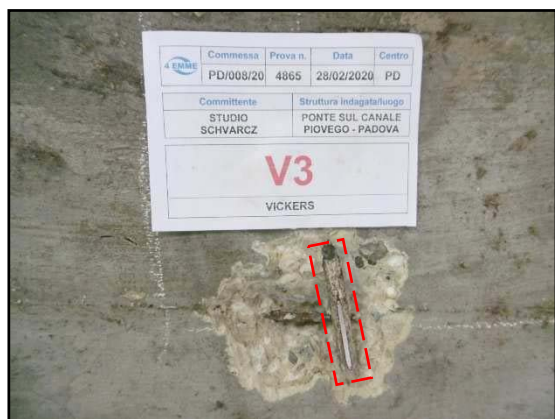
3^ TRAVE DA MONTE - CAMPATA CENTRALE**V2****Zona d'indagine***Staffa***Durezza Hv misurata**

181	179	176	180	178	175	178
178	180	177	179	174	180	177

Durezza Hv media**Brinell Br**

178

169

Resistenza a trazione Rt**566,5 MPa****SOLETTA - CAMPATA CENTRALE****V3****Zona d'indagine***Armatura trasversale***Durezza Hv misurata**

166	169	164	167	170	166	168
165	167	170	165	169	167	164

Durezza Hv media**Brinell Br**

167

159

Resistenza a trazione Rt**531,3 MPa****SPALLA 1 - DA DX OROGRAFICO****V4****Zona d'indagine***Armatura verticale***Durezza Hv misurata**

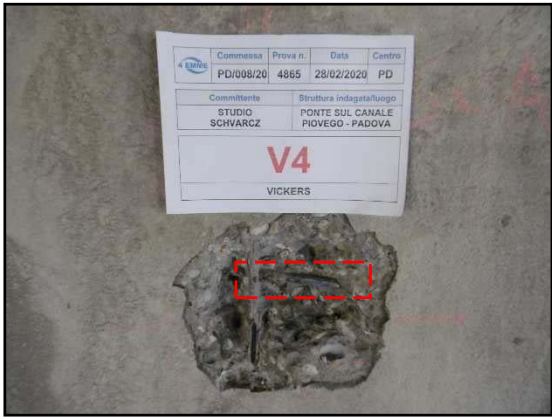
164	161	157	162	164	159	161
161	163	159	161	156	162	160

Durezza Hv media**Brinell Br**

161

153

Resistenza a trazione Rt**511,5 MPa**

SPALLA 1 – DA DX OROGRAFICO						V4	
						Zona d'indagine	
						Armatura orizzontale	
						Durezza Hv misurata	
						147	148
						150	150
						145	148
						147	149
						151	146
						Durezza Hv media	
						Brinell Br	
						149	
						141	
						Resistenza a trazione Rt	
						473,1 MPa	

3.6.3. Tabella riepilogativa

Per una migliore lettura e interpretazione dei dati, a seguire si riporta una tabella riepilogativa con i risultati di tutte le zone d'indagine.

Indagine	Elemento		Durezza Hv misurata							Media Hv	Brinell Br	Resist. a trazione R _t MPa
n.	rif.		Hv							Hv	Br	MPa
V1	Pila 1 da dx orografico	Armatura verticale	162	164	160	163	165	161	159	163	154	517,2
			161	163	166	162	166	163	160			
		Armatura orizzontale	142	137	140	144	138	140	142	140	133	444,2
			139	135	141	139	136	142	139			
V2	3^ trave da monte campata centrale	Armatura principale	288	290	286	291	289	287	284	288	274	913,1
			285	287	290	288	292	286	288			
		Staffa	181	179	176	180	178	175	178	178	169	566,5
			178	180	177	179	174	180	177			
V3	Soletta campata centrale	Armatura trasversale	166	169	164	167	170	166	168	167	159	531,3
			165	167	170	165	169	167	164			
V4	Spalla 1 da dx orografico	Armatura verticale	164	161	157	162	164	159	161	161	153	511,5
			161	163	159	161	156	162	160			
		Armatura orizzontale	147	150	148	145	153	150	148	149	141	473,1
			147	151	149	146	152	146	149			


4. PROVA ECOMETRICA A BASSA ENERGIA – P.I.T.

La prova con attrezzatura PIT, *Pile Integrity Test*, è utilizzata per la verifica dell'integrità dei pali di fondazione allo scopo di individuare eventuali anomalie lungo il fusto e fornire una stima della lunghezza effettiva del palo.

4.1. Descrizione della strumentazione

L'attrezzatura è costituita da un accelerometro che rileva l'andamento dell'onda di compressione, da un martello strumentato che provoca l'impulso e da un'unità di acquisizione ed elaborazione del segnale.

Caratteristiche dell'unità di acquisizione	
	Microprocessore: SA1110 operante a 205 MHz
	Convertitore analogico digitale a 24-bit
	Velocità di campionamento: 50 kHz
	Precisione di frequenza: entro 0,01 %

Caratteristiche dell'accelerometro	
	Sensibilità nominale: 50 mV/g
	Accelerazione massima: 30.000 g
	Linearità dell'ampiezza: $< \pm 1\%$
	Temperature di lavoro: -50 a 120 °C
	Cavo protetto a bassa rumorosità

4.2. Metodologia di prova

Il metodo di prova dell'indagine P.I.T. fa riferimento a quanto prescritto nella Norma ASTM D 5882-07.

Tra i metodi non distruttivi, le prove dinamiche a bassa energia consentono di verificare l'integrità dei pali di fondazione sia per quanto riguarda le caratteristiche del materiale sia per quanto riguarda lo studio del profilo del manufatto in profondità.

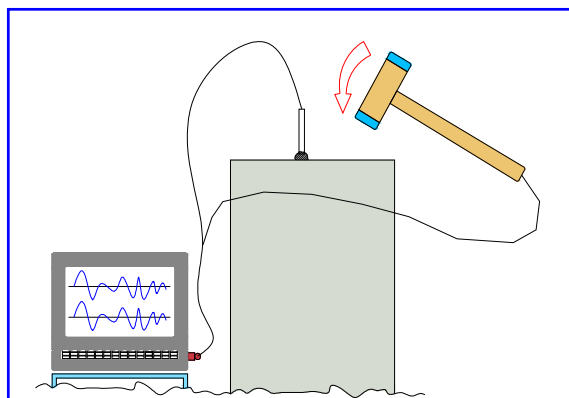
L'esecuzione di questi test non necessita di predisposizioni particolari sui pali al momento della realizzazione e anche per tale ragione vengono eseguite in maniera diffusa sulle palificate.

Il sistema si basa sull'analisi della propagazione di un'onda elastica nel palo al fine di determinare la presenza di riflessioni anomale dovute a variazioni di geometria, inclusioni o zone di conglomerato di qualità scadente.

Queste variazioni delle caratteristiche fisiche, meccaniche e geometriche dell'elemento comportano una variazione dell'impedenza meccanica con conseguente parziale o totale riflessione delle onde elastiche.

La prova si esegue applicando un accelerometro in sommità del palo (in questo caso una zeppa d'acciaio appositamente costruita e applicata sul fusto) e, mediante un impulso meccanico prodotto col martello, che può essere strumentato con una cella di carico che consente di quantificare l'entità della sollecitazione, si genera un'onda di compressione.

L'accelerometro registra lo spostamento della testa del palo mentre l'unità di acquisizione visualizza istantaneamente l'andamento dell'onda di compressione.



L'ascissa è trasformata in lunghezza del palo immettendo il valore della velocità di propagazione dell'onda, variabile in funzione delle caratteristiche meccaniche del materiale. Quando la lunghezza del palo è nota con certezza, ad esempio per l'introduzione di una gabbia, la velocità corrisponde al valore che determina la lunghezza di progetto. Se invece la lunghezza del palo è una variabile da stimare, è utile rilevare la velocità dell'onda sulla testa del palo attraverso una attrezzatura sonica o ultrasonica con le sonde poste diametralmente oppure verificare la velocità ultrasonica su eventuali provini cilindrici estratti.

4.3. Analisi nel dominio del tempo

L'analisi eseguita nel dominio dei tempi (*PEM*) utilizza un diagramma velocità/tempo ottenuto integrando i valori di accelerazione registrati dall'accelerometro al momento della prova.

Il profilo del palo viene analizzato valutando gli effetti delle riflessioni sulle onde di compressione indotte dalla sollecitazione sulla testa del palo quando incontrano delle variazioni di impedenza Z . Per elementi integri e di sezione regolare si ottengono due sole riflessioni: la prima corrisponde al colpo di martello, la seconda al fondo del palo.

L'impedenza è data dalla relazione:

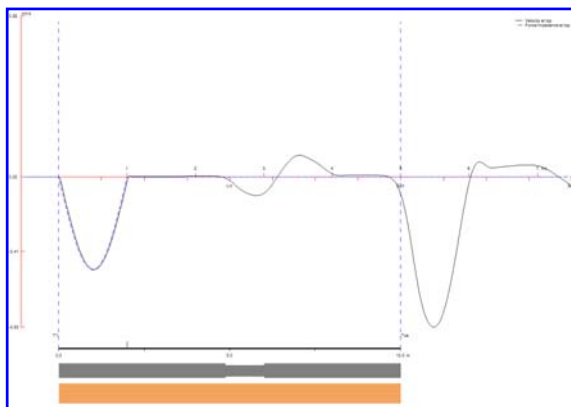
$$Z = \frac{W_s \times A \times \rho}{g} \quad (1)$$

dove:

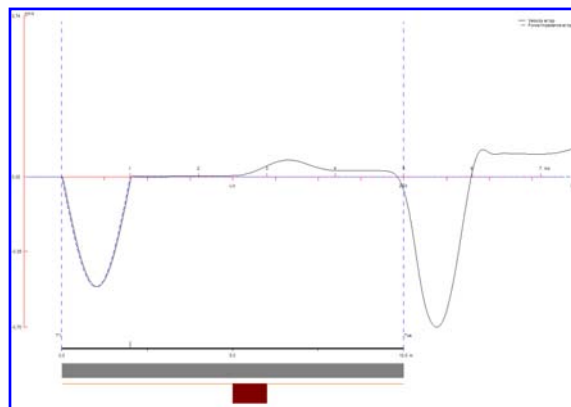
- W_s : velocità di trasmissione delle onde
- A : area del palo
- ρ : densità di massa del materiale
- g : accelerazione di gravità (9,81 m/s²)

Oltre alle riflessioni dovute a variazioni di impedenza Z che, come si vede dalla relazione (1) è strettamente legata alle proprietà del materiale, ci sono le riflessioni dovute al terreno dove è stato realizzato il palo.

Queste riflessioni non devono quindi essere ricondotte a variazioni di sezione lungo il fusto del palo, ma alla presenza di una stratigrafia con cambi di materiale ben definiti.



Palo con difetto su terreno uniforme



Palo integro e variazione netta di stratigrafia

Ogni altra riflessione si analizza sulla base della sua fase: generalmente un'onda in fase a quella generata dal colpo di martello indica una diminuzione dell'impedenza e quindi un difetto del palo riconducibile ad una restrizione di sezione, fessurazioni e/o caratteristiche del cls più scadente. Analogamente, per fase inversa a quella di impatto del martello, l'impedenza aumenta indicando un aumento della sezione dovuta ad una sbulbatura.

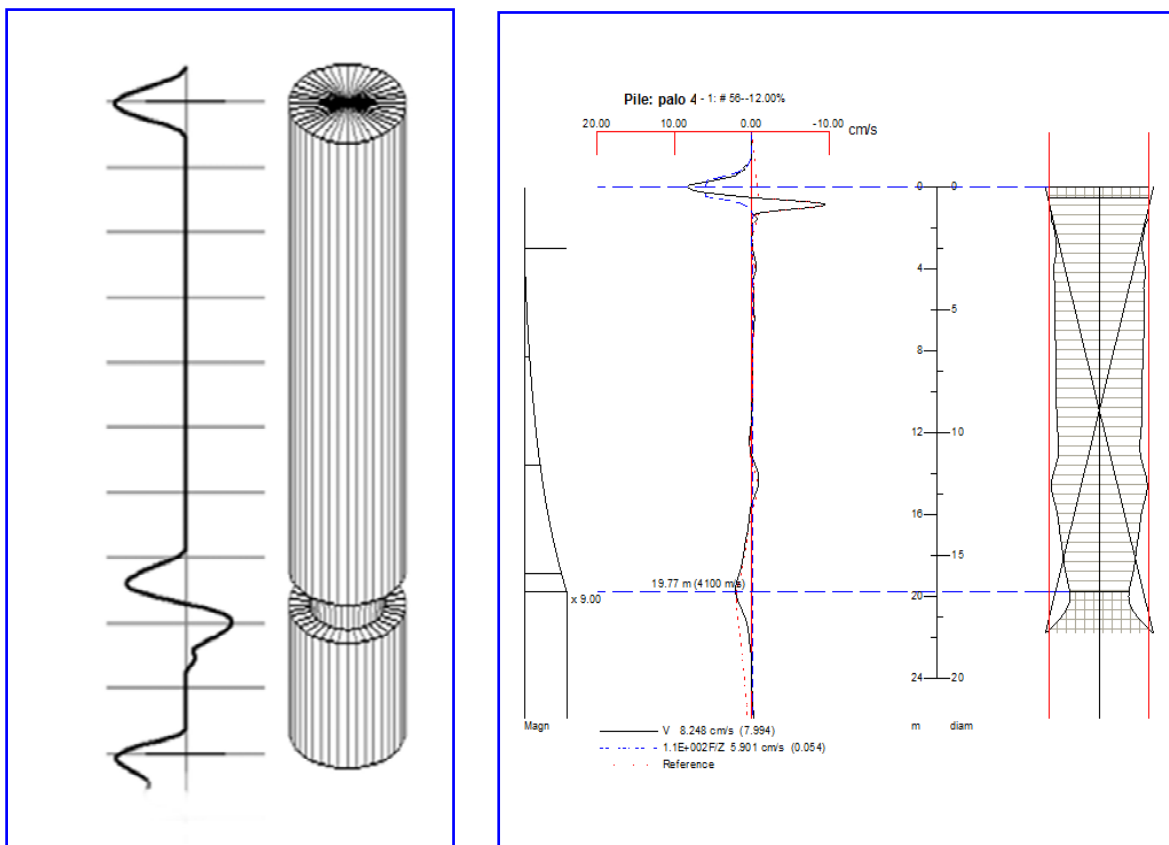
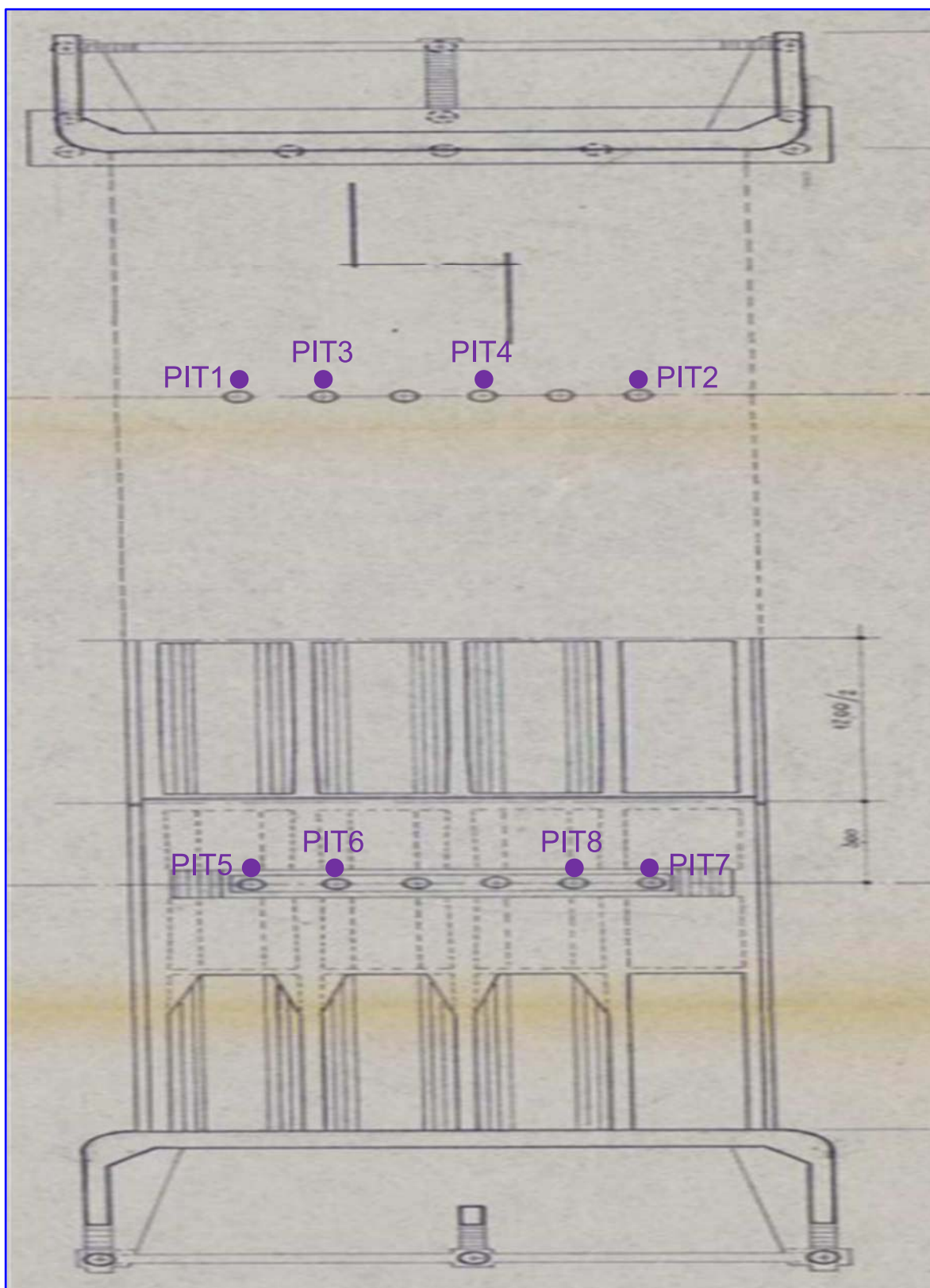


Diagramma teorico e diagramma di un palo reale

4.4. Individuazione delle zone di prova

A seguire si riporta la planimetria con l'individuazione degli elementi indagati.



Individuazione elementi indagati

4.5. Esecuzione delle prove

Si sono eseguite n. 8 indagini sugli elementi evidenziati in pianta a pagina precedente.

- PIT1, 2, 3 e 4 Pila lato SX orografico (lato via Gozzi)
- PIT5, 6, 7 e 8 Pila lato DX orografico (lato via Morgagni)

Le lunghezze riportate nella pagina che segue fanno riferimento a quelle calcolate alla quota campagna, intesa come quota dove viene posizionato l'accelerometro e conferita l'onda di compressione.

In questo caso si è utilizzato il traverso di collegamento dei sei pali di ogni pila, al fine di analizzare lo sviluppo del segnale lungo il fusto per stimarne la lunghezza e verificare, se possibile, un'eventuale rottura del fusto stesso.

La metodologia standard prevede per ogni elemento indagato di eseguire una serie di battute, con un minimo di sei, di stimare la lunghezza in base alla media dei risultati e di eseguire l'analisi dell'integrità sui segnali rilevati.

Vengono eseguite più serie di battute allo scopo di scegliere la migliore. In tal caso nei grafici, al nome del palo indicato nelle planimetrie alle pagine precedenti, viene aggiunto un suffisso numerico che indica la successione delle prove sullo stesso elemento.

Ogni grafico del dominio dei tempi riporta in ascissa la profondità in metri e in ordinata l'andamento delle velocità.

La lunghezza dell'elemento evidenziata è funzione anche della velocità di propagazione dell'onda di compressione impostata sullo strumento dall'operatore, che in questo caso utilizzerà in post-processing minime variazioni della velocità che consentano di ottenere il segnale migliore.

Tali variazioni sono state prese in considerazione a causa dell'impossibilità di analizzare la reale velocità e nell'ipotesi di un possibile degrado del materiale lungo il fusto

In ogni caso, i vari fattori che influenzano il segnale implicano che la precisione nella valutazione della lunghezza vada da -80% a +110%.

Detta precisione è ulteriormente influenzata dalle eventuali riflessioni presenti nella prima parte dei grafici, dovute al ritorno del segnale rispetto alle sovrastrutture.

Caratteristiche meccaniche e geometriche utilizzate:

- Pali circolari, con buona probabilità battuti
- Collocazione accelerometro sopra il traverso di collegamento
- Lunghezza Pali Dato da rilevare Lunghezza di progetto 9,2 metri
- Classe cls Pali Non conosciuta
- Velocità ultrasonica 3000÷3800 m/s

A seguire le tabelle riassuntive dei risultati ottenuti, dove:

V (m/s) velocità impostata nel software PIT in post – processing

L (m) lunghezza stimata in prova da quota campagna - quota di applicazione dell'accelerometro sulla zeppa

PILA LATO SX OROGRAFICO (VIA GOZZI)					
V	PIT1	PIT2	PIT3	PIT4	Commento
m/s	Lunghezza L m				
3000	9,00	8,40	9,25	8,80	<p>L'infissione del palo nel terreno solido si può localizzare a circa 3,2÷3,9 metri, considerata la quota zero dei grafici sul traverso di collegamento.</p> <p>L'analisi dei grafici porta a ipotizzare una velocità di trasmissione del segnale di 3400÷3600 m/s.</p> <p>A quota di circa 7÷8 metri si manifesta una risonanza che indica un probabile cambio di stratigrafia.</p>
3200	9,60	9,00	9,90	9,40	
3400	10,30	9,50	10,50	10,00	
3600	10,90	10,10	11,20	10,75	
3800	11,50	10,60	11,80	11,30	

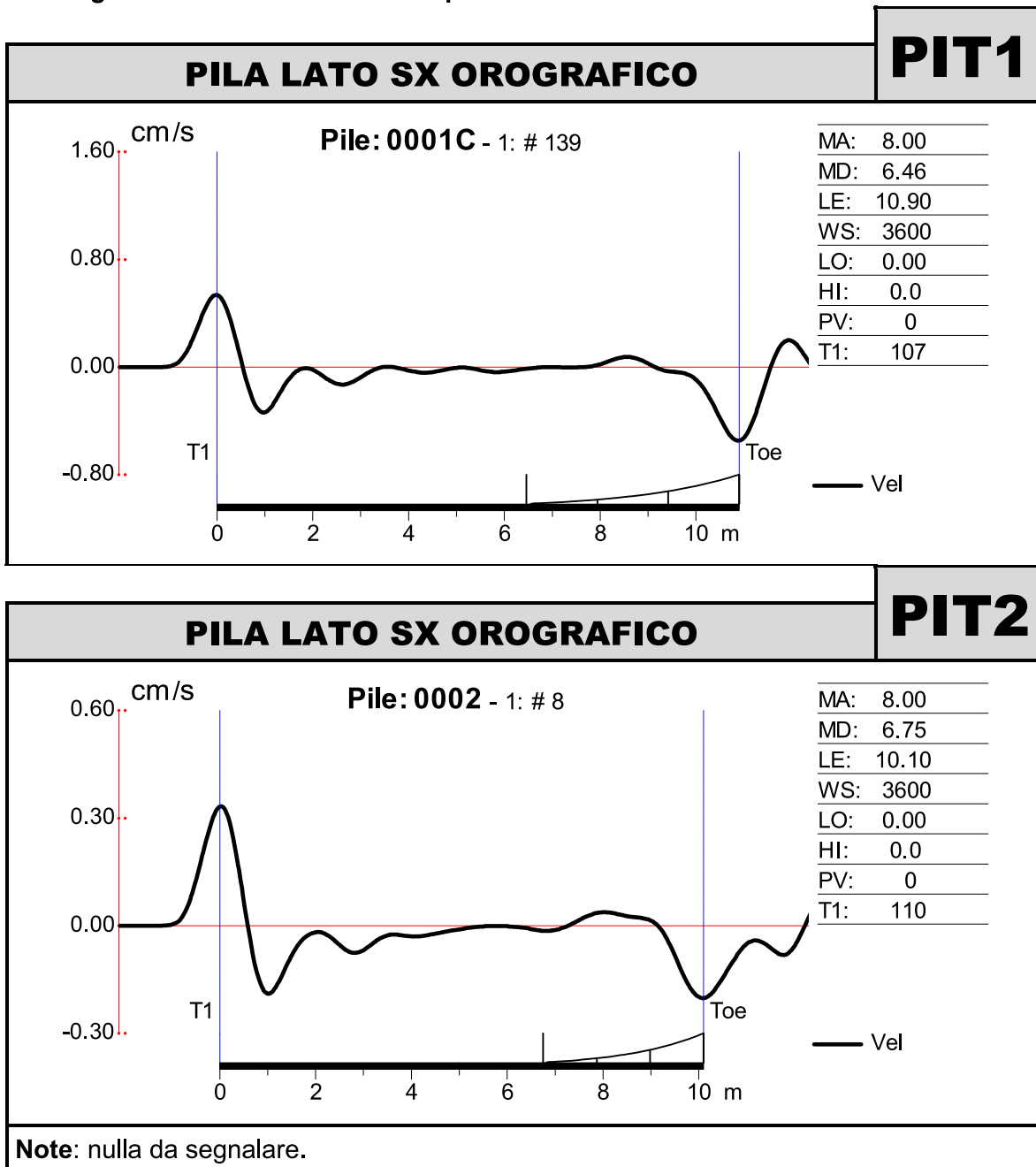
PILA LATO DX OROGRAFICO (VIA MORGAGNI)					
V	PIT5	PIT6	PIT7	PIT8	Commento
m/s	Lunghezza L m				
3000	9,30	8,30	8,50	8,45	<p>L'infissione del palo nel terreno solido si può localizzare a circa 3,9÷4,5 metri, considerata la quota zero dei grafici sul traverso di collegamento.</p> <p>L'analisi dei grafici porta a ipotizzare una velocità di trasmissione del segnale di 3400÷3600 m/s.</p> <p>A quota di circa 6÷7 metri si manifesta una risonanza che indica un probabile cambio di stratigrafia.</p>
3200	9,90	8,70	9,10	9,00	
3400	10,50	9,20	9,60	9,50	
3600	11,20	9,80	10,20	10,10	
3800	11,85	10,35	10,70	10,65	

I dati di progetto dell'epoca dichiarano una lunghezza sotto il traverso di collegamento di 9,2 metri.

Le diverse lunghezze stimate potrebbero essere dovute alla metodologia di preparazione dei pali in opera che, nel caso siano stati battuti, raggiunto il rifiuto l'infissione viene sospesa alla massima quota raggiunta.

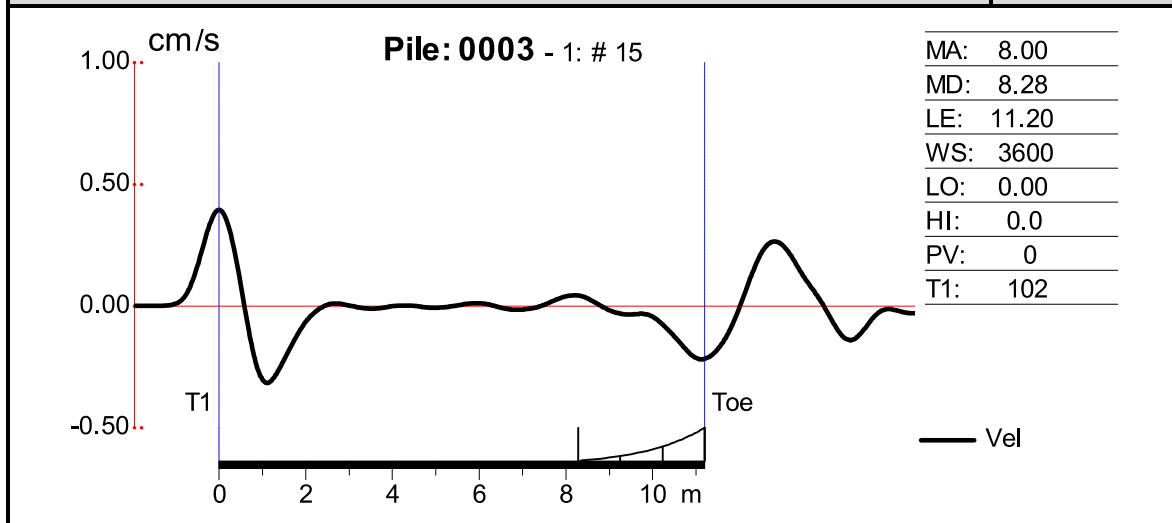
A seguire, i grafici delle acquisizioni in cantiere elaborati a una velocità di 3600 m/s.

4.6. Segnali P.I.T. - Dominio dei tempi



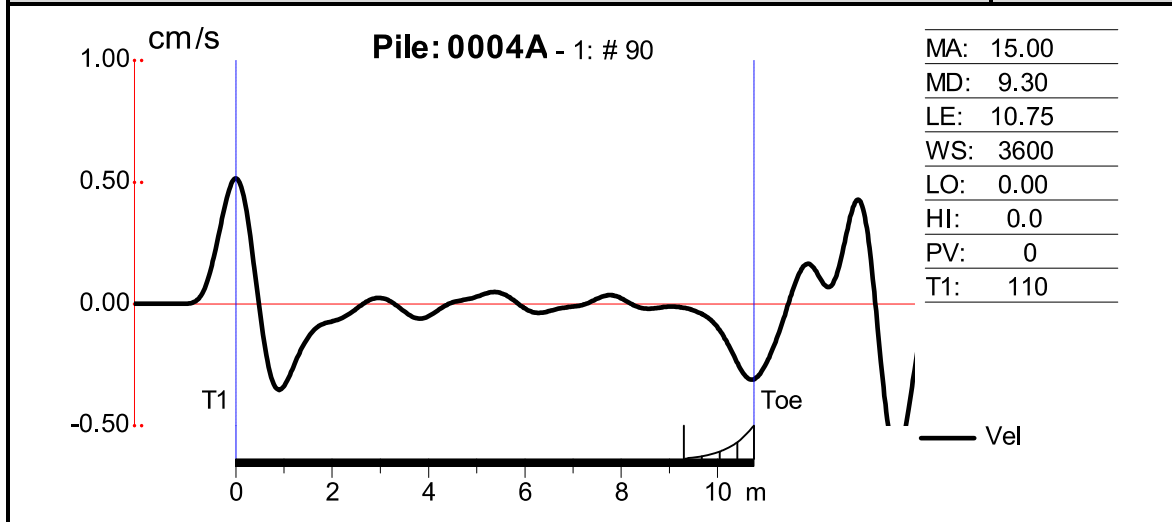
PILA LATO SX OROGRAFICO

PIT3

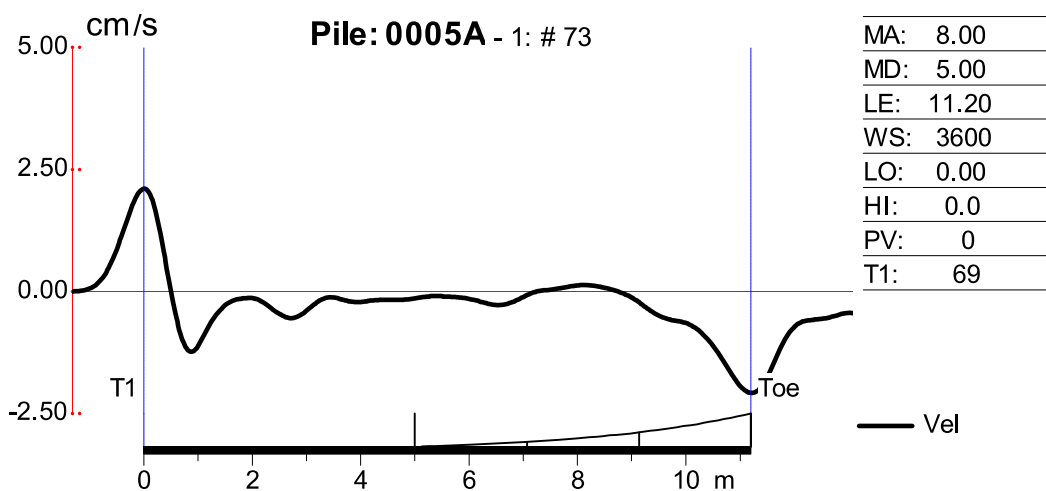
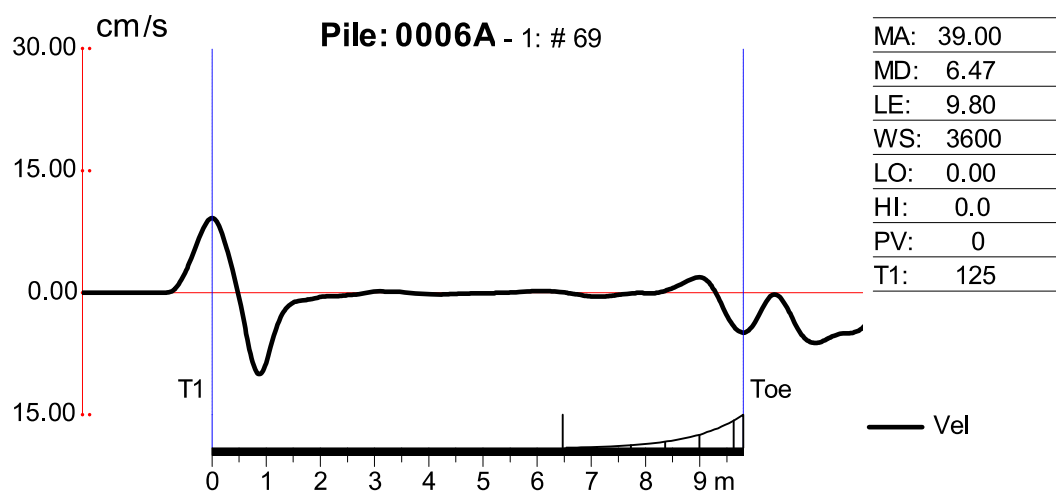


PILA LATO SX OROGRAFICO

PIT4



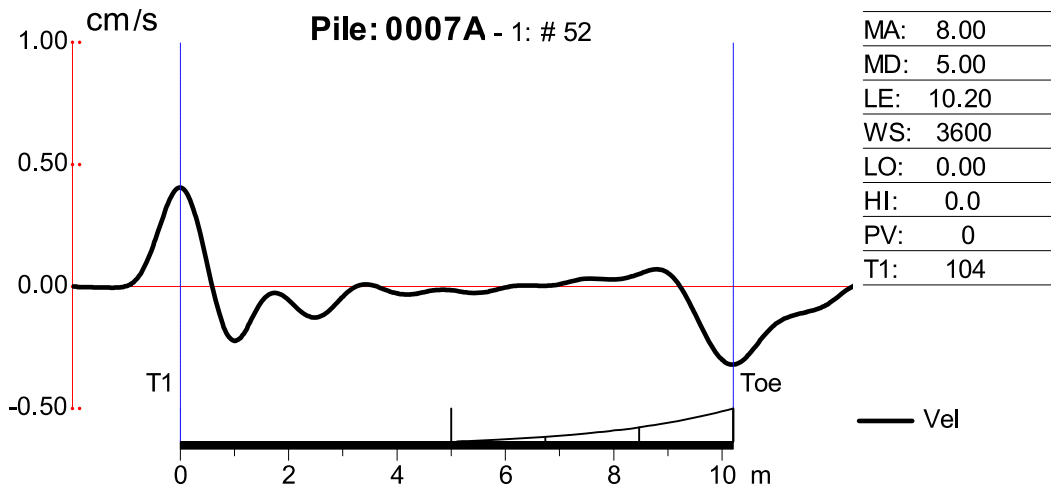
Note: si evidenzia sul palo 3 e sul palo 4 una riflessione per probabile variazione stratigrafica a circa 8 metri dalla quota di battuta e registrazione con l'accelerometro.

PILA LATO DX OROGRAFICO**PIT5****PILA LATO DX OROGRAFICO****PIT6**

Note: si evidenzia sul palo 5 una riflessione per probabile variazione stratigrafica a circa 6,7 metri dalla quota di battuta e registrazione con l'accelerometro.

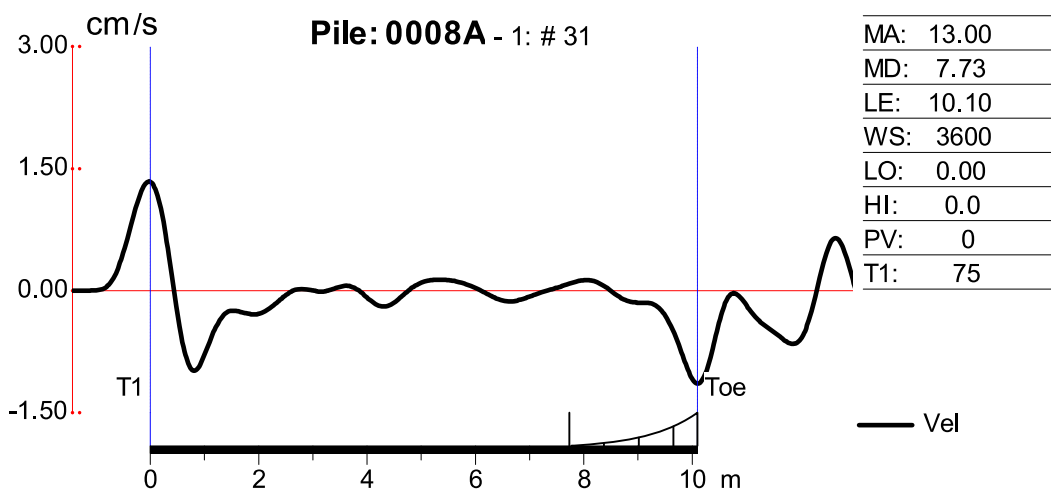
PILA LATO DX OROGRAFICO

PIT7



PILA LATO DX OROGRAFICO

PIT8



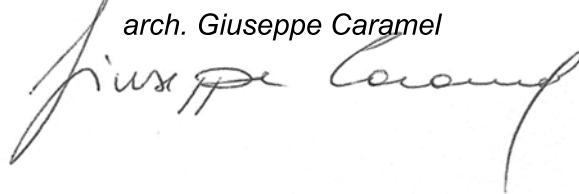
Note: si evidenzia sul palo 8 una decisa riflessione per probabile infissione nel terreno solido a circa 4,3 metri dalla quota di battuta e registrazione con l'accelerometro.

Padova, 9 marzo 2020

4 EMME Service S.p.A.

Il Direttore del Centro di Padova:

arch. Giuseppe Caramel



Il relatore:

geom. Filippo Carraro



Revisionata da:

geom. Davide Morello



PER INFORMAZIONI E DETTAGLI TECNICI:

www.4emme.it