



COMUNE DI GROTTAMMARE

PONTE SUL TORRENTE TESINO
LUNGOMARE ALCIDE DE GASPERI

REALIZZAZIONE OPERE PER LA MESSA IN SICUREZZA DEL PONTE SUL TORRENTE TESINO

OPERE DI RIPRISTINO E RISANAMENTO DELLE FONDAZIONI, DELLE PILE
E DELLE CAMPATE NUMERO 1-3-5-7 - INTERVENTI LOCALI

PROPRIETA': Amministrazione Comunale

PROGETTO ESECUTIVO



FABIO CARMINUCCI INGEGNERE

C.DA BORE TESINO 119 - 63066 GROTTAMMARE cell: 347 860 3210

DATA 24/10/2022



RELAZIONE TECNICA GENERALE E RELAZIONE DI CALCOLO

INDICE

1. PREMESSA	3
2. NORMATIVE DI RIFERIMENTO	3
3. DESCRIZIONE DELL'OPERA	4
4. STATO DI CONSERVAZIONE DELL'OPERA	6
3.1 Lesioni trasversali sulla carreggiata	6
3.2 Degrado strutturale	7
3.2.1 Soletta dell'impalcato e sbalzi laterali.....	7
3.2.2 Travi portanti	8
3.2.3 Apparecchi di appoggio.....	9
3.2.4 Pile e fondazioni	9
5. DESCRIZIONE DELL'INTERVENTO DI PROGETTO	11
5.1 Interventi di consolidamento dello strato di ghiaie poco addensate	11
5.2 Interventi di ripristino sul c.a. degli zatteroni di fondazione.....	12
5.3 Interventi di ripristino sul c.a. delle pile.....	13
5.4 Interventi di ripristino sulle piastre di appoggio in acciaio	15
5.5 Interventi di ripristino sul c.a. delle travi e traversi.....	16
5.5.1 Ripristino della resistenza a flessione delle travi.....	16
5.5.2 Ripristino della resistenza a taglio delle travi.....	17
5.5.3 Protezione delle superfici mediante pittura ai microsilicati.....	19
6. INDAGINI SULLA STRUTTURA, SUI MATERIALI E GEOLOGICHE	19
4.1 Zatterone e pali di fondazione	20
4.2 Travi, traversi e soletta dell'impalcato	20
7. RELAZIONE SUI MATERIALI E FATTORE DI CONFIDENZA	22
7.1 Strutture esistenti	22
7.1.1 Calcestruzzo.....	22
7.1.2 Acciaio per c.a.	24
7.1.3 Fattore di confidenza	25
7.1.4 Resistenze di progetto.....	25
7.2 Materiali per rinforzi locali.....	26
8. ANALISI DEI CARICHI E COMBINAZIONI DELLE AZIONI	28
8.1 Carichi fissi.....	28
8.2 Azioni variabili da traffico – carichi mobili	30
8.3 Azioni accidentali	39

8.4	Combinazioni delle Azioni.....	39
9	SOLLECITAZIONI.....	41
9.1	Determinazione del carico massimo sulla pila	41
9.2	Determinazione delle sollecitazioni massime sull'impalcato.....	42
10	VERIFICHE	47
10.1	Verifiche delle fondazioni	47
10.1.1	Determinazione delle resistenze caratteristiche dei pali di fondazione	47
10.1.2	Verifica della portanza delle fondazioni con contributo dei soli pali	56
10.1.3	Verifica della portanza delle fondazioni con contributo aggiuntivo dello zatterone oltre a quello dei pali	57
10.2	Verifiche allo SLU degli elementi strutturali dell'impalcato	58
11	CONCLUSIONI	65

1. PREMESSA

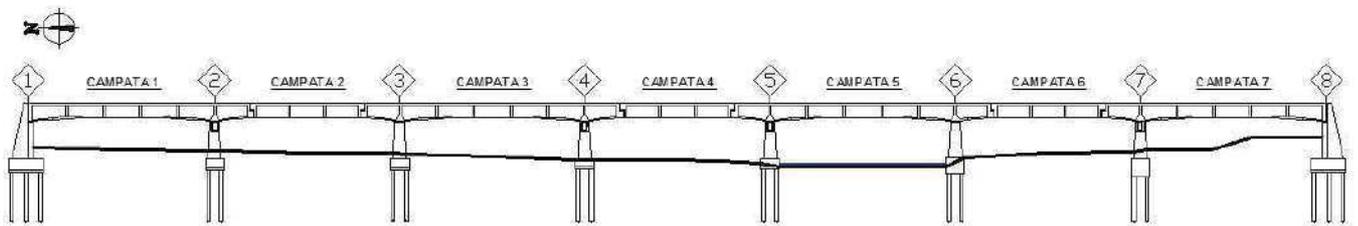
La presente relazione costituisce la relazione di calcolo del progetto esecutivo avente per oggetto l'intervento di "Realizzazione opere per la messa in sicurezza del ponte sul torrente Tesino – Opere di ripristino e risanamento delle fondazioni, delle pile e delle campate numero 1-3-5-7 - Interventi locali".

Il suo scopo è quello di descrivere lo stato attuale dell'opera, le sue criticità, le indagini conoscitive effettuate ed infine gli interventi previsti per il ripristino degli elementi strutturali, la descrizione dei materiali e le verifiche sia delle fondazioni che delle opere in elevazione.

Gli interventi locali sugli elementi strutturali ammalorati ripristineranno le relative resistenze originarie.

Nella progettazione delle lavorazioni si è dovuto tenere conto dell'importo del finanziamento a disposizione, questo ha comportato, in accordo con l'Amministrazione Comunale, la suddivisione dei lavori di messa in sicurezza dell'intero ponte in minimo n.2 interventi funzionali.

Il primo interverrà sulle fondazioni, sulle pile e sulle travi delle campate n. 1 – 3 – 5 - 7 mentre il secondo riguarderà la messa in sicurezza delle restanti campate n. 2 – 4 - 6, nelle quali sono presenti le selle Gerber, l'impermeabilizzazione dell'intero impalcato e l'ammodernamento delle barriere protettive.



Le indagini geotecniche sono state seguite in situ dal sottoscritto e dal Dott. Geologo Pier Luigi Anasparri il quale ha redatto la relazione geologica.

SIMBOLOGIA

Nelle pagine che seguono sono stati usati i seguenti simboli per le unità di misura delle forze:

$$1 \text{ kg}_f = 10 \text{ N} = 1 \text{ dN}$$

$$1 \text{ t}_f = 1000 \text{ kg}_f = 10.000 \text{ N} = 10 \text{ kN}$$

2. NORMATIVE DI RIFERIMENTO

Le sollecitazioni e le verifiche saranno condotte secondo le attuali normative nazionali:

- Decreto Ministeriale del 17/01/2018, “Norme tecniche per le costruzioni”;
- Circolare ministeriale n. 7 CSLP del 21/01/2019 “Istruzioni per l’applicazione”
- Linee guida allegate al parere del CSLP n. 88/2019 “Linee guida per la classificazione e gestione del rischio, la valutazione della sicurezza ed il monitoraggio dei ponti esistenti”

3. DESCRIZIONE DELL’OPERA

Il manufatto è un viadotto sul lungomare Alcide De Gasperi sul torrente Tesino, esso è realizzato in calcestruzzo armato a 7 campate con selle Gerber, lungo 140 m ed alto 5 - 6 m dal greto del torrente, fu realizzato negli anni 1960-61 e collaudato nel 1962.



a) Impalcato

Dal punto di vista statico l’impalcato è schematizzabile come una trave continua di tipo Gerber, ovvero con interruzioni delle campate in modo da renderla isostatica, con 7 campate di 20 m, di cui quelle di posizione pari contengono elementi di 12 m appoggiati, tramite apposite selle, su sbalzi di 4 m rispetto alle pile. Tali porzioni di impalcato vengono chiamate elementi di collegamento.

L’impalcato è formato da 4 travi longitudinali ad interasse di 3.5 m con gli sbalzi della soletta superiore sui due lati di circa 1.5 m che costituiscono i marciapiedi Est ed Ovest; longitudinalmente esse non sono a sezione costante ma sagomato in modo da ricordare un ponte ad archi ribassati (freccia circa 50 cm su 20 m).



Vista del ponte lato Ovest

b) Spalle, pile e fondazioni

Tutti i manufatti di sostegno dell'impalcato sono realizzati in c.a..

Alle estremità sono presenti le spalle, mentre le pile in alveo sono costituite da muri di lunghezza pari alla carreggiata disposti trasversalmente rispetto al senso di marcia veicolare, con speroni sagomati per facilitare il flusso delle acque.

Le fondazioni sono su pali trivellati di piccolo diametro (40 cm) di lunghezza pari a 13 m e collegati in testa da uno zatterone in c.a. che funge da collegamento tra i pali e le pile.

c) Appoggi dell'impalcato

Sono presenti dispositivi di vincolo del tipo fisso e del tipo scorrevole per consentire libere deformazioni termiche all'impalcato, sono completamente visibili quelli in corrispondenza delle spalle e delle pile, mentre quelli in corrispondenza delle selle Gerber si vedono solo le estremità laterali.

Gli apparecchi di appoggio dell'impalcato sono costituiti da cataste di lamiera di acciaio poste in corrispondenza di ogni trave.

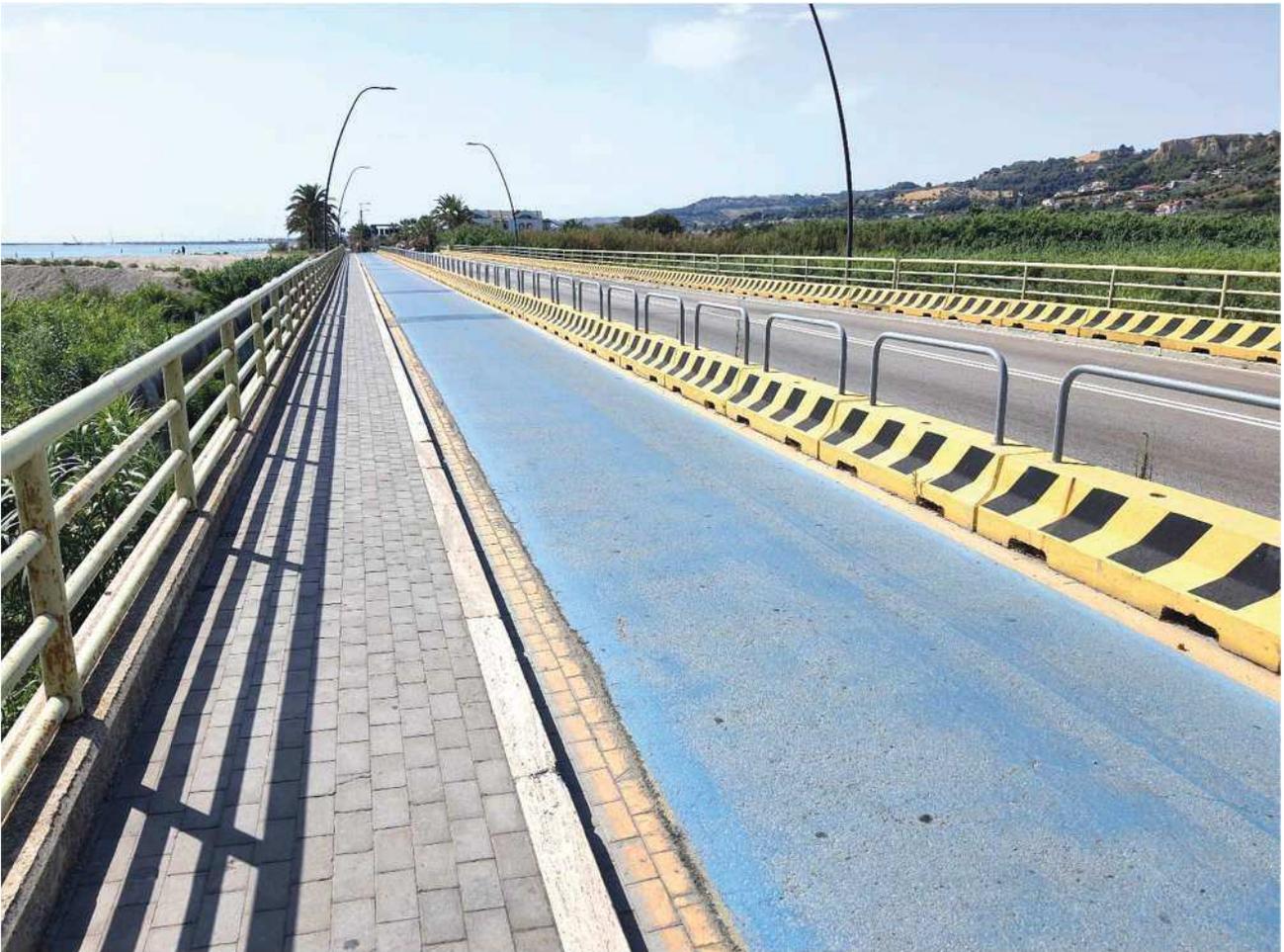
d) Piano stradale

Il piano stradale è costituito da una soletta di c.a. collaborante con le travi inferiori con 2 sbalzi laterali.

La pavimentazione della sede stradale è realizzata in conglomerato bituminoso steso al di sopra di un massetto di pendenza in cls., mentre quella dei marciapiedi è in mattonelle di asfalto posate su una soletta di c.a. che copre due cunicoli predisposti per il passaggio di impianti.

I parapetti sono in tubolare metallico infissi nel cordolo di estremità del marciapiede sopra al quale è stato realizzato un ulteriore cordolo in c.a. (sezione 24x18 cm) di epoca successiva.

Il piano viabile è composto da n. 2 corsie carrabili, n. 1 pista ciclabile e n. 2 marciapiedi.



e) Regimazione delle acque

Sono presenti scarichi nella mezzeria di ogni campata in entrambe i lati del ponte, dotati dall'anno 2017 di pluviali in pvc corrugato terminanti pochi cm al di sotto l'intradosso delle travi esterne.

I giunti e l'intero impalcato non risultano impermeabilizzati.

4. STATO DI CONSERVAZIONE DELL'OPERA

3.1 Lesioni trasversali sulla carreggiata

Si tratta del riscontro sul manto di asfalto dei giunti strutturali all'inizio ed al termine di ognuna delle travi di cemento armato di cui è composto il viadotto.

Esse non rappresentano quindi un segno diretto di cedimento strutturale ma solo di difetto di costruzione (assenza di giunti di dilatazione strutturale) e mancanza di idonea manutenzione.

Tuttavia però esse sono causa di infiltrazioni di acqua nel manufatto strutturale vero e proprio e quindi di deterioramento nel tempo; il degrado conseguente è ben evidente nella parte inferiore del ponte.



3.2 Degrado strutturale

Il fenomeno riguarda la struttura portante vera e propria, realizzata in cemento armato ordinario gettato in opera, e coinvolge ogni elemento che la costituisce.

3.2.1 Soletta dell'impalcato e sbalzi laterali

A causa del limitato copriferro adottato, le armature della soletta sono praticamente tutte individuabili nella faccia inferiore a causa dell'ossidazione e delle macchie di condensa.



Inoltre, l'impalcato non è impermeabilizzato e l'umidità rimane a lungo ed in gran quantità tra la soletta ed il cls della pendenza, come riscontrato nel corso dei saggi effettuati nell'anno 2017, peggiorando la situazione.

Infatti in molti punti si intravedono percolazioni d'acqua penetrata dalla carreggiata e ferri ossidati in varia misura; visto il limitato diametro (14 mm) la riduzione della sezione può essere in alcuni casi di grande entità.

In corrispondenza dei giunti, poi, l'acqua penetrata ha causato la quasi completa ossidazione dei ferri di bordo del marciapiede.

3.2.2 Travi portanti

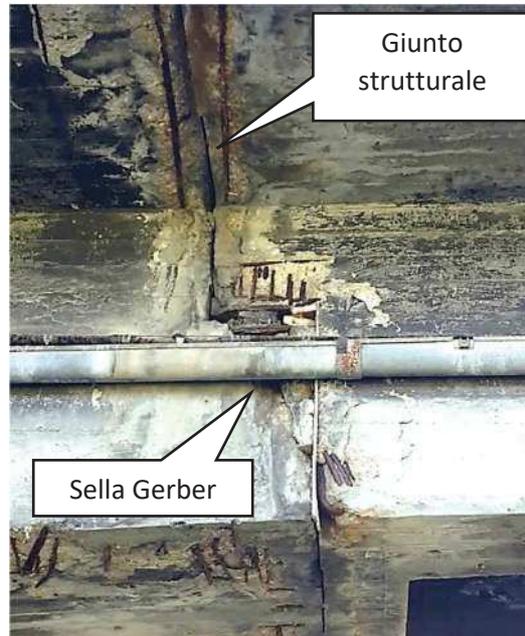
Praticamente tutte le travi hanno il copriferro inferiore nella mezzeria in gran parte espulso per ossidazione delle armature, il cui strato inferiore è quasi del tutto a vista.



I ferri longitudinali sono di grande diametro (30 mm) per cui l'erosione chimica ne ha ridotto solo parzialmente la sezione; alcune staffe, invece, del diametro di 10 mm sono talmente corrose da essere recise. Il fenomeno è poi maggiormente accentuato nella mezzeria delle travi di campata sulla cui faccia esterna le acque raccolte dall'impalcato scorrevano a causa dell'inadeguata lunghezza dei vecchi pluviali in piombo prima dell'intervento nell'anno 2017, nonché in corrispondenza delle selle di appoggio degli impalcati di completamento a causa della mancata impermeabilizzazione dei giunti.

3.2.3 Apparecchi di appoggio

Nelle selle Gerber il flusso continuo dell'acqua raccolta nel giunto ha causato nel tempo una fortissima ossidazione degli apparecchi d'appoggio, realizzati con lamiera di acciaio.



Di minore entità appare l'aggressione sugli analoghi dispositivi presenti sulle pile intermedie.

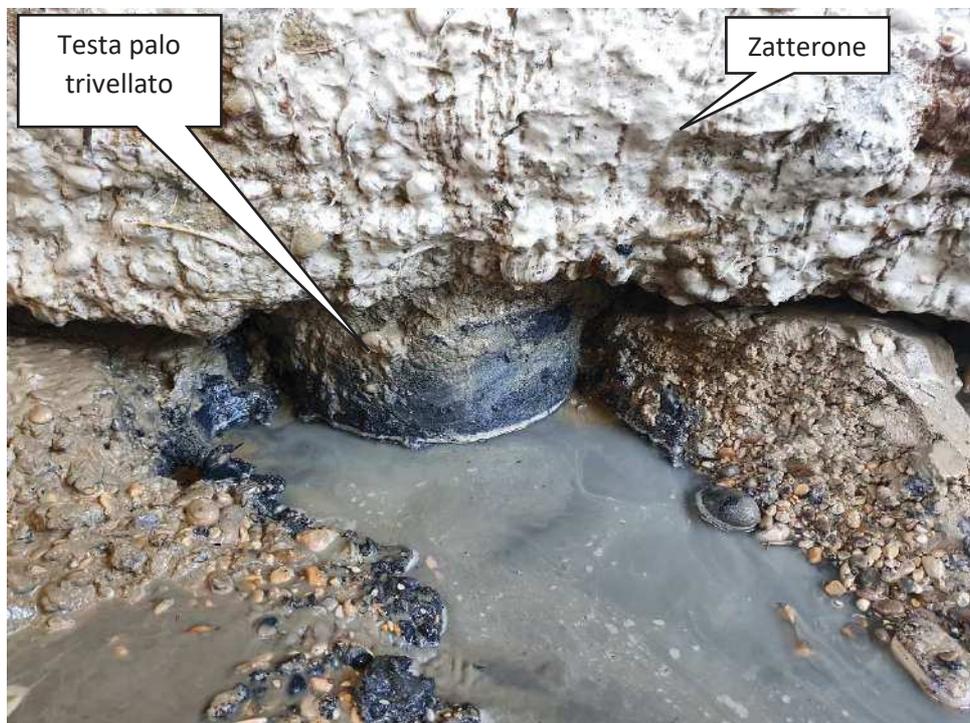
3.2.4 Pile e fondazioni

Le pile sono ubicate in alveo del torrente e, pertanto, sono soggette al flusso delle acque che saltuariamente in caso di piena le sommerge almeno in parte.

Le pareti di calcestruzzo appaiono in molti punti erose e, in qualche occasione, in modo talmente forte da lasciare scoperti e del tutto liberi i ferri di armatura.



Preliminarmente alla presente progettazione è stata svolta una campagna di indagini sia geotecniche che di ispezione sulle fondazioni, e con gli esecutivi alla mano si è potuto appurare nei 3 sondaggi effettuati al di sotto delle pile la perfetta rispondenza delle dimensioni geometriche sia dello zatterone di fondazione che il diametro dei pali trivellati ed il loro relativo posizionamento.



Per quanto riguarda la lunghezza dei pali è stata appurata essere pari a 13 m contro gli 11 m indicati sulla relazione di calcolo, infatti sia dalle indagini di integrità effettuate dal laboratorio ufficiale che dal rapporto di prova di carico effettuata in data 02/02/1960 (ritrovato di recente) si evince che la lunghezza sia pari a 13 m.

5. DESCRIZIONE DELL'INTERVENTO DI PROGETTO

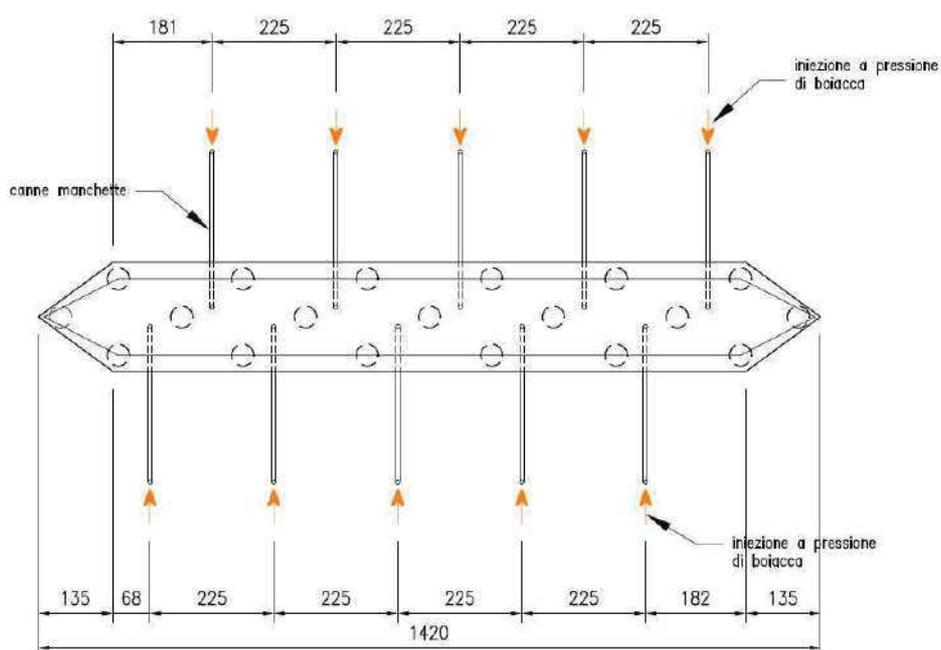
Nel presente progetto si procederà al consolidamento delle ghiaie poco addensate sotto gli zatteroni di fondazione delle pile, al ripristino delle superficie ammalorate degli zatteroni, delle pile e delle travi e traversi, al ripristino degli apparecchi di appoggio e ripristino della resistenza originaria sia a taglio che a flessione nelle travi in campata n. 1-3-5-7.

5.1 Interventi di consolidamento dello strato di ghiaie poco addensate

Per migliorare la portanza in fondazione e soddisfare le verifiche delle N.T.C. 2018 è necessario oltre alla portata dei pali far collaborare anche lo zatterone di fondazione come un grande plinto, pertanto occorre consolidare lo strato di ghiaie poco addensate presenti sotto la sua base di appoggio.

A tal scopo si scaverà attorno ad ogni pila (n.2-3-4-5-6-7) sino alla quota d'imposta dello zatterone, successivamente si verserà sul fondo dello scavo una boiacca cementizia al fine di intasare e cementare lo strato di ghiaia poco addensata presente, per agevolare l'assorbimento della malta in profondità sarà necessario l'ausilio di un escavatore per smuovere il fondo scavo ed agitare la boiacca cementizia.

Una volta consolidata la ghiaia per gravità attorno allo zatterone si procederà ad iniettare a pressione la boiacca di cemento tramite iniezioni puntuali all'interfaccia tra terreno e struttura, come indicato nello schema seguente:



Dopo tali lavorazioni si potrà considerare anche il contributo dello zatterone ai carichi verticali aumentando la portata verticale delle fondazioni.

5.2 Interventi di ripristino sul c.a. degli zatteroni di fondazione

La superficie degli zatteroni presenta segni di ammaloramento del calcestruzzo,



pertanto verranno ripristinate con un ciclo di lavorazioni comprendente l'asportazione del calcestruzzo ammalorato mediante idroscarifica e/o sabbiatura, la pulizia superficiale del calcestruzzo, per spessori massimi

limitati al copriferro, mediante sabbiatura e/o spazzolatura, per concludere con la riprofilatura mediante il ripristino monolitico del copriferro e contestuale trattamento dei ferri di armatura e rasatura delle superfici.

5.3 Interventi di ripristino sul c.a. delle pile

Le pile presentano segni di ammaloramento, nello specifico le pile n. 2-3-4-5 sono maggiormente degradate nella parte inferiore,



mentre il calcestruzzo delle pile n. 6-7 è completamente ammalorato,



in entrambi i casi si provvederà a ripristinare le superfici del c.a. con un ciclo di lavorazioni comprendente l'asportazione del calcestruzzo ammalorato mediante idroscarifica e/o sabbiatura, la pulizia superficiale del calcestruzzo, per spessori massimi limitati al copriferro, mediante sabbiatura e/o spazzolatura, l'eventuale integrazione dell'armatura e la riprofilatura mediante il ripristino monolitico del copriferro e contestuale trattamento dei ferri di armatura esistenti e rasatura delle superfici.

5.4 Interventi di ripristino sulle piastre di appoggio in acciaio

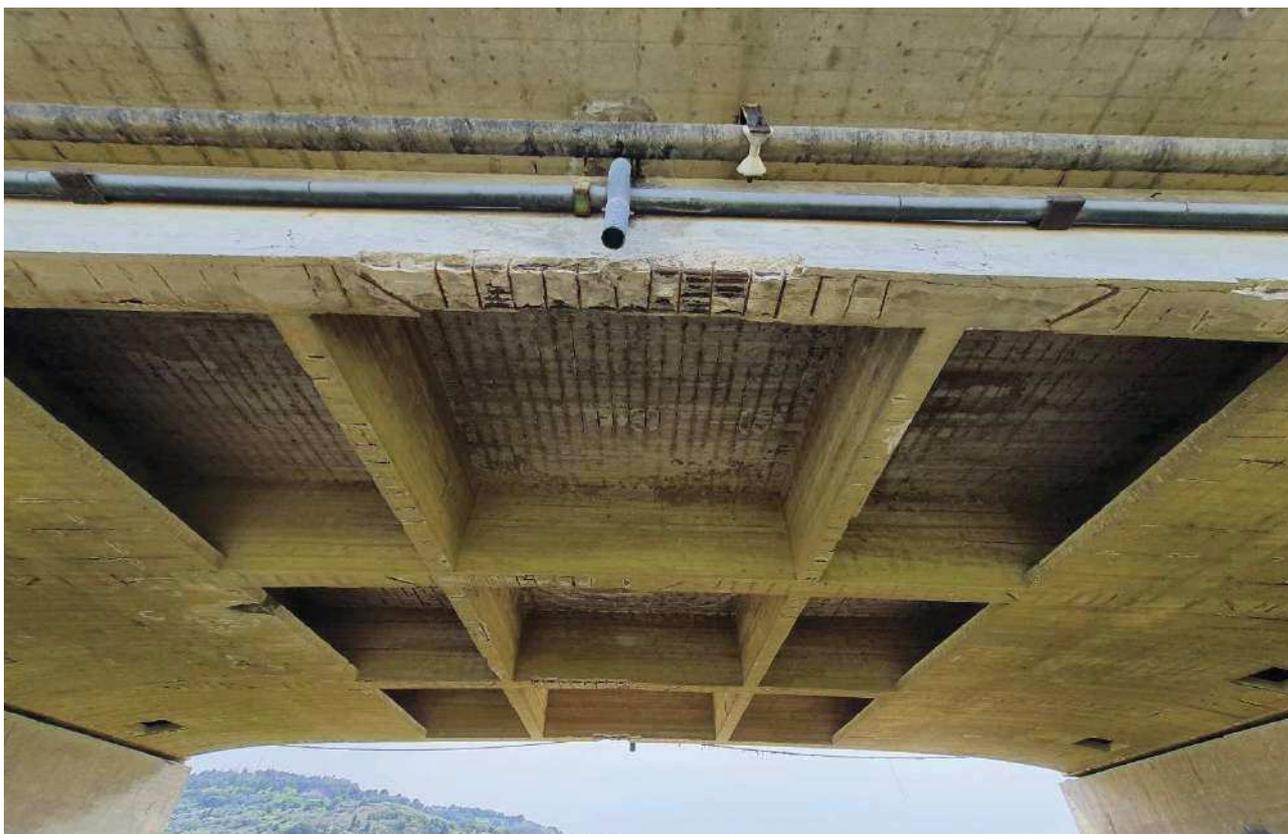
Le piastre di appoggio sulle quali poggia l'intero impalcato sono costituite da cataste di lamiera di acciaio dolce poste in corrispondenza di ogni trave, esse risultano corrose.



Esse verranno sabbiate e successivamente protette da un ciclo di pittura che prevede una mano di fondo epossidico bicomponente seguito da 2 mani di smalto poliuretano bicomponente.

5.5 Interventi di ripristino sul c.a. delle travi e traversi

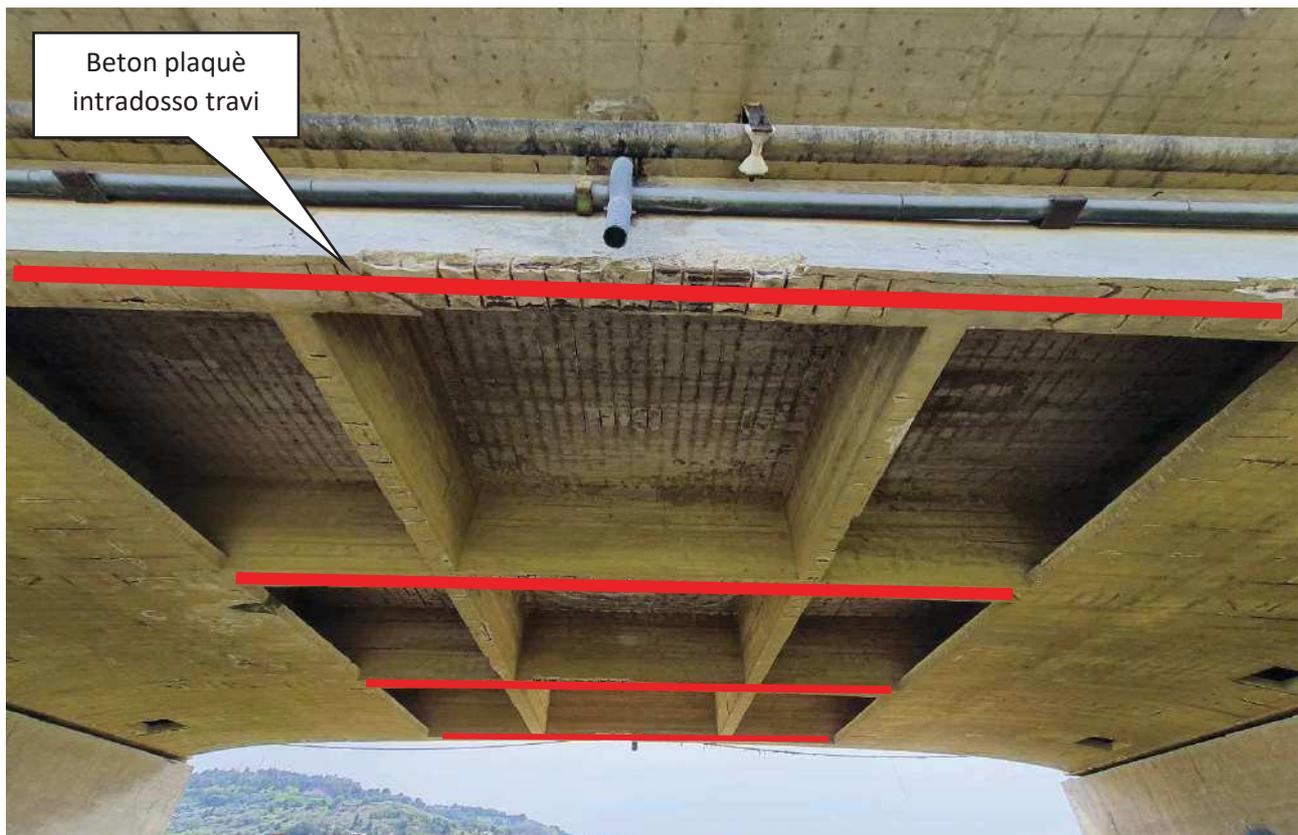
Molte travi e traversi hanno il copriferro all'intradosso espulso per ossidazione delle armature, il cui strato inferiore è quasi del tutto a vista.



L'intervento che riguarderà le travi e traversi delle campate n. 1-3-5-7 prevede il ripristino delle superfici ammalorate del c.a. con un ciclo di lavorazioni comprendente l'asportazione del calcestruzzo ammalorato mediante idroscarifica e/o sabbiatura, la pulizia superficiale del calcestruzzo, per spessori massimi limitati al copriferro, mediante sabbiatura e/o spazzolatura, la riprofilatura mediante il ripristino monolitico del copriferro e contestuale trattamento dei ferri di armatura esistenti, rasatura delle superfici e *protezione delle stesse mediante la pittura al microsilicato*.

5.5.1 Ripristino della resistenza a flessione delle travi

L'ossidazione avvenuta sulle armature all'intradosso delle travi ha diminuito la resistenza a flessione delle travi stesse, per ripristinare la resistenza originaria si procederà con il beton plaquè in campata.



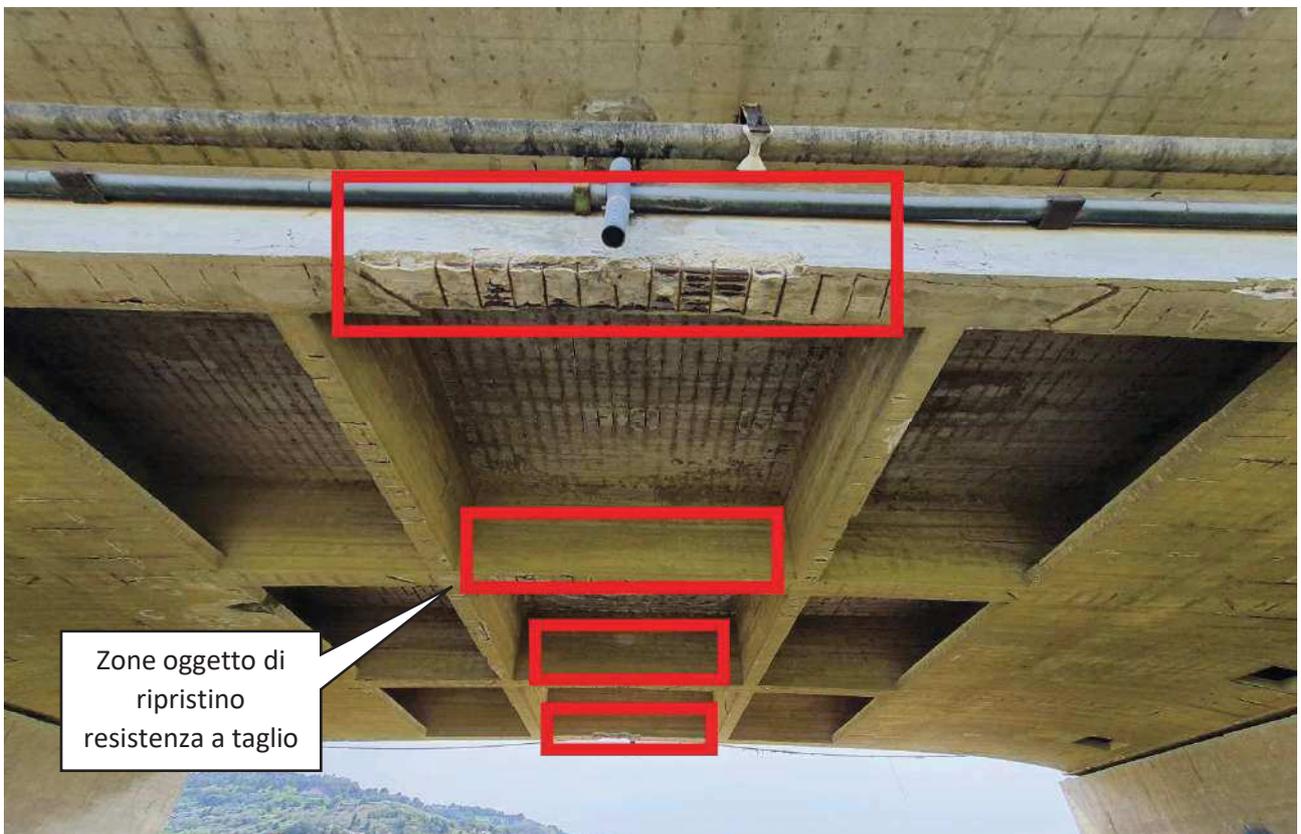
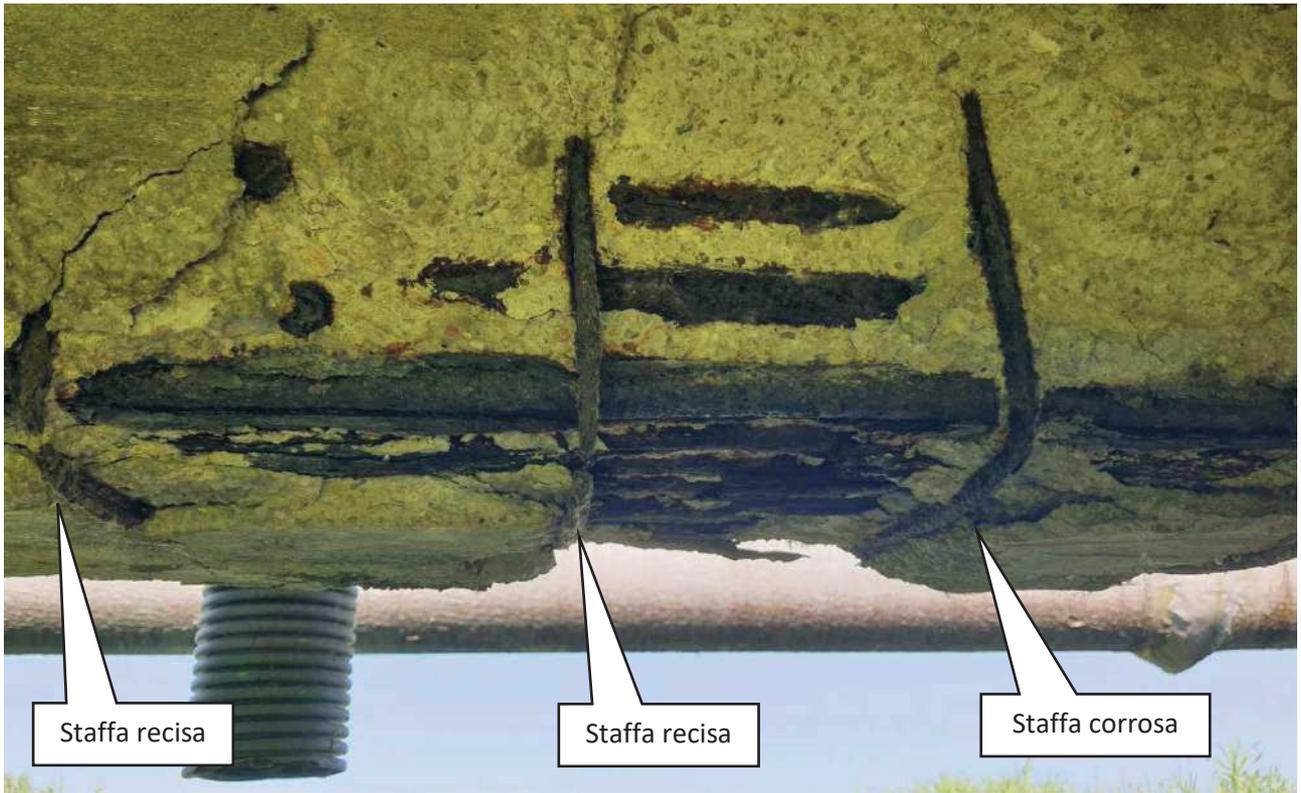
La lavorazione consiste nel porre all'intradosso delle travi (solo delle campate n. 1-3-5-7) una lastra di acciaio (evidenziate in rosso nella foto sovrastante) di area equivalente a quella persa a causa della corrosione, tale lastra verrà incollata all'elemento strutturale tramite apposita resina, essa una volta rimosso il copriferro verrà posta a contatto con le staffe ed in posizione centrale rispetto alla larghezza della base della trave, dopodiché verrà ricostruito il copriferro tramite le lavorazioni precedentemente esposte, la lastra di acciaio sarà inglobata nel copriferro e pertanto a lavorazione conclusa non più visibile.

5.5.2 Ripristino della resistenza a taglio delle travi

Le travi in mezzeria presentano forte degrado all'intradosso a causa dell'assenza dei discendenti per gran parte della vita del ponte, questo ha comportato l'ossidazione ed in alcuni casi la recisione di alcune staffe, con conseguente diminuzione della resistenza al taglio delle travi.

Per ripristinare la resistenza perduta (solo nelle campate n. 1-3-5-7) si interverrà mediante placcaggio con tessuti in fibra di acciaio galvanizzato posizionato ad "U" per tutta l'altezza della trave in mezzeria.

L'intervento consiste nell'asportazione del copriferro delle travi anche nelle pareti laterali, applicare il tessuto d'acciaio da una facciata all'altra della trave avvolgendo anche la lastra d'acciaio del beton plaquè, ripristinare il copriferro con malta minerale strutturale tixotropica, infine *protezione di tutte le superfici delle travi mediante la pittura al microsilicato.*



5.5.3 Protezione delle superfici mediante pittura ai microsilicati

Le superfici delle travi e dei traversi oggetto di intervento saranno protette contro la carbonatazione, dagli agenti atmosferici, dalle alghe e dalle muffe grazie alla pittura ai microsilicati.

6. INDAGINI SULLA STRUTTURA, SUI MATERIALI E GEOLOGICHE

Le indagini geotecniche, riportate nella relazione geologica redatta dal Geologo Dott. Pier Luigi Anasparri, hanno permesso una conoscenza migliore del terreno di fondazione, difatti grazie ad esse si è potuto così motivare e giustificare la scelta effettuata nel 1960 di allungare in fase esecutiva i pali di 2 m potendone così attestare la base per una lunghezza pari ad almeno 3 volte il diametro nell'unità litotecnica "D" argille sabbiose e sabbie argillose di colore nocciola, con screziature grigie ed ocre, mediamente consistenti.

Inoltre la stratigrafia geologica ha rilevato la presenza dell'unità litotecnica "A" ghiaie in abbondante matrice sabbiosa poco addensate proprio sotto la base di ogni zatterone di fondazione.

Dai calcoli statici effettuati dal sottoscritto è emerso che la portanza verticale dei soli pali è sufficiente per soddisfare la verifica col metodo dell'epoca di progettazione ma non soddisfa la verifica secondo le attuali NTC 2018, pertanto per soddisfare le verifiche occorre considerare anche il contributo dello zatterone di fondazione che funge di fatto come un grande plinto.

Per tale motivo si anticipa che tra le scelte progettuali effettuate si è deciso di consolidare proprio tale strato di ghiaie poco addensate presente sotto ogni zatterone per migliorare il contatto tra il terreno e la struttura e di conseguenza la portanza della fondazione.

Per indagare la struttura del ponte ed i materiali che la compongono ci si è avvalsi del laboratorio ufficiale Technogeo di Montecosaro (MC), le seguenti indagini sono da ritenersi come naturale prosecuzione ed integrazione delle prove eseguite nell'anno 2017 sempre su lo stesso viadotto e dal medesimo laboratorio.

Nella campagna di indagini 2017 sono state indagate maggiormente le pile e la soletta superiore con prove ultrasoniche, pacometriche e sclerometriche e prove di carico, nella campagna 2022 si è migliorata la conoscenza del calcestruzzo dell'impalcato (travi e traversi) e delle fondazioni con prove ultrasoniche, sclerometriche, carbonatazione e di integrità dei pali e saggi diretti.

4.1 Zatterone e pali di fondazione

E' stata prelevata una carota sullo zatterone della pila n.3 sulla quale è stata effettuata la prova di schiacciamento per accertarne la resistenza e la prova di carbonatazione, i risultati sono i seguenti:

Resistenza a compressione della carota $f_c = 331 \text{ kg/cm}^2$;

Spessore del cls carbonatato $s = 20 \text{ mm}$;

Inoltre su due pali della pila n.4 sono state effettuate prove di integrità per stimarne la lunghezza, la prova è stata effettuata sopra lo zatterone il quale ha un'altezza pari a 0,8 m, i risultati sono i seguenti:

Palo n. 3 lunghezza presunta = $13,8 \text{ m} \pm 0,6 \text{ m}$;

Palo n. 6 lunghezza presunta = $13,7 \text{ m} \pm 0,6 \text{ m}$;

4.2 Travi, traversi e soletta dell'impalcato

In tutte le campate non interessate dalla falda fluviale (campate n. 1-2-3-5-7) sono state indagate una trave ed un traverso attraverso le indagini sclerometriche, ultrasoniche, prelievo di carota e relativa prova di schiacciamento e carbonatazione.

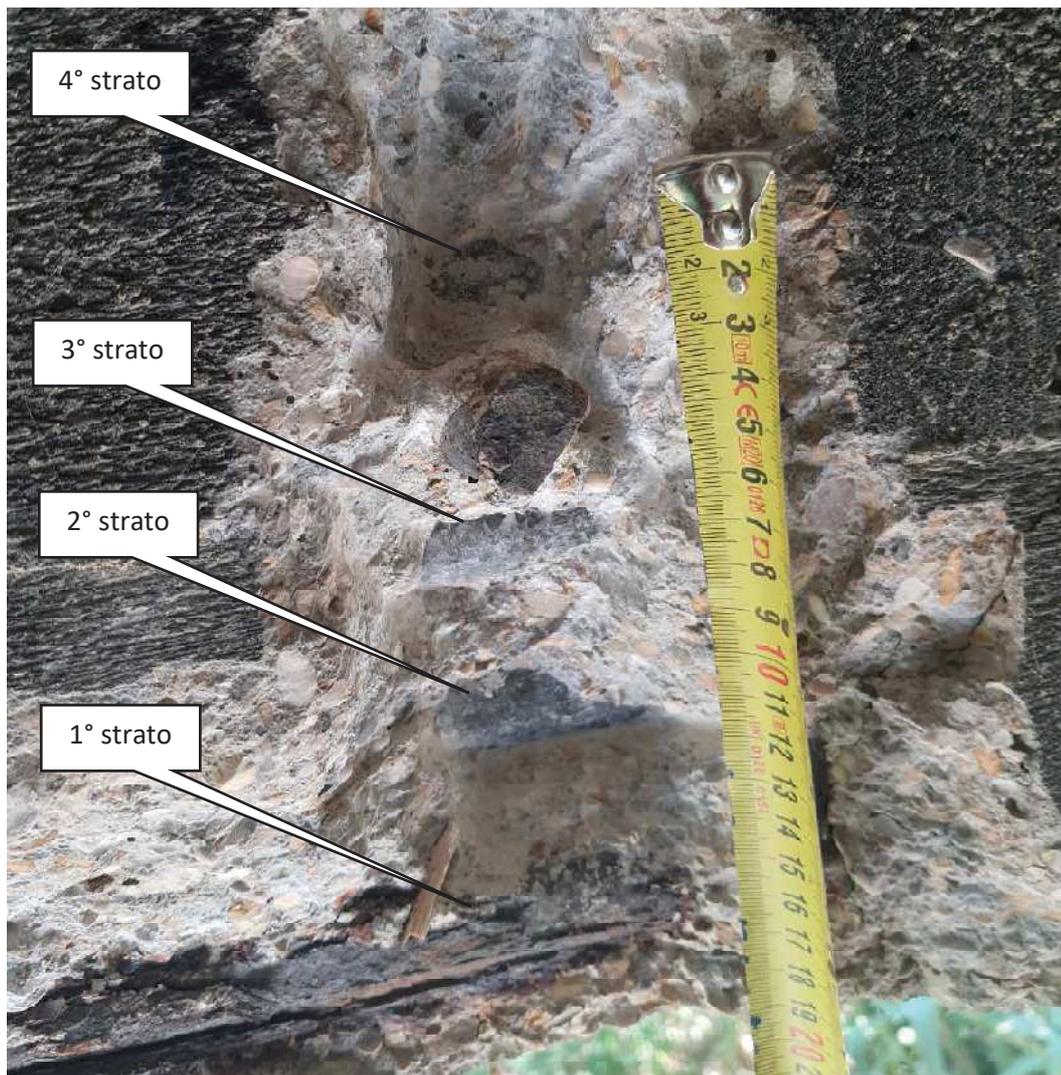
Resistenza media a compressione delle 5 carote $f_c = 265 \text{ kg/cm}^2$;

Resistenza media a compressione SONREB (= sclerometro + ultrasuoni) $f_c = 270 \text{ kg/cm}^2$;

Spessore del cls carbonatato $15 \text{ mm} < s < 40 \text{ mm}$ con valore medio pari a $s = 24 \text{ mm}$

L'indagine pacometrica eseguita all'intradosso della soletta ha individuato una maglia $\emptyset 14$ passo circa $20 \times 20 \text{ cm}$.

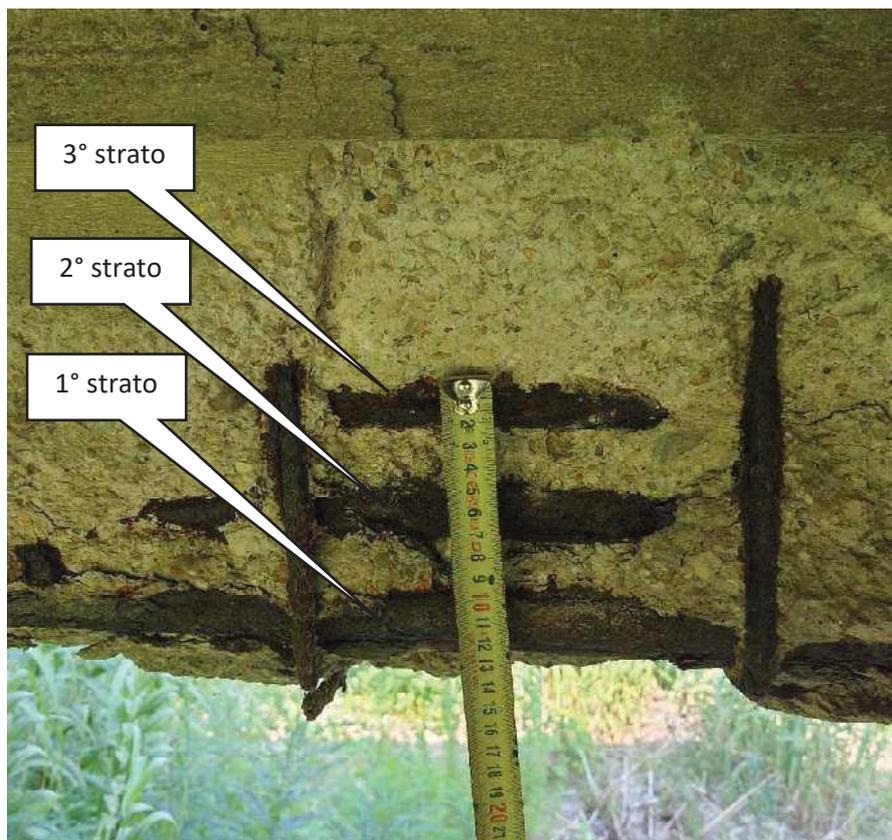
Sulle travi della campata n.1 da progetto sono presenti in mezzeria all'intradosso $27\emptyset 30$ disposti su 4 strati da $6 \emptyset 30$ ed il quinto strato con $3\emptyset 30$, per tale verifica è stato eseguito il seguente sondaggio,



Campata 1 trave 4, sondaggio per localizzazione dei 4 strati \varnothing 30 longitudinali

Come da progetto sono stati individuati i 4 strati \varnothing 30 togliendo lateralmente il copriferro della trave, mentre si è preferito non cercare il 5° strato dei 3 \varnothing 30 per non deturpare troppo la trave data la sua posizione più interna.

Stesso sondaggio è stato eseguito sulla trave 1 della campata 3 dove da progetto in mezzeria all'intradosso sono presenti 18 \varnothing 30 disposti su 3 strati da 6 \varnothing 30, anche qui l'indagine ha avuto esito positivo.



Come nella campagna indagini 2017 anche in questa del 2022 tutte le indagini eseguite hanno restituito valori in linea con quelli del progetto sia per quanto riguarda la resistenza dei materiali che per la disposizione e quantitativo di armatura.

7. RELAZIONE SUI MATERIALI E FATTORE DI CONFIDENZA

7.1 Strutture esistenti

7.1.1 Calcestruzzo

Di seguito si riporta il riepilogo delle prove di laboratorio effettuate sulle strutture, l'ubicazione delle prove è individuata nell'elaborato PROVE SUI MATERIALI ANNO 2022:

Carote						
	C1	C2	C3	C4	C5	C6
	N/mm ²					
f_c	25.5	21.5	33.1	35.5	25.4	24.9

Carbonatazione						
	C1	C2	C3	C4	C5	C6
	mm	mm	mm	mm	mm	mm
Sp.	40	20	20	15	30	15

Integrità sonica su pali			
	Palo 3	Palo 6	Toller.
	m	m	m
Lettura 1	13.8	13.8	± 0.6
Lettura 2	13.8	13.5	± 0.6
Lettura 3	13.9	13.9	± 0.6
L. med.	13.8	13.7	± 0.6

Determinazione dell'indice sclerometrico										
	Tvrs 3-1-1	Tr 4-3-1	Tvrs 2-2-2	Tr 3-1-2	Trvs 4-3-3	Tr 1-4-3	Tr 1-3-7	Trvs 4-3-7	Tr1-2-6	Trvs 3-3-6
Ind.rimb.	37	41	45	48	47	47	41	44	45	43

Determinazione della velocità di propagazione degli impulsi ultrasonici										
	Tvrs 3-1-1	Tr 4-3-1	Tvrs 2-2-2	Tr 3-1-2	Trvs 4-3-3	Tr 1-4-3	Tr 1-3-7	Trvs 4-3-7	Tr1-2-6	Trvs 3-3-6
	m/s	m/s	m/s	m/s	m/s	m/s	m/s	m/s	m/s	m/s
Vp 1	4355	3871	4355	3329	4348	3768	3413	4545	3646	4619
Vp 2	3249	3750	4331	3243	4562	3636	3613	4216	3750	4638
Vp 3	4160	3850	4381	3315	4545	3750	3656	4187	3636	4599
Vp med.	3921	3824	4356	3296	4485	3718	3561	4316	3677	4619

Per capire quali resistenze sono più indicative di altre di seguito si calcola la loro distribuzione:

Carote									
	C1	C2	C3	C4	C5	C6	min	media	max
	N/mm ²	N/mm ³	N/mm ⁴	N/mm ⁵					
fc	25.5	21.5	33.1	35.5	25.4	24.9	21.5	26.6	35.5

Si scartano le code e si considerano i valori nell'intorno della media, vale a dire C1, C5, C6.

Secondo il punto C11.2.6 delle NTC 18 a questi valori si moltiplica il fattore di disturbo:

	fc	Fd	fc indisturb.
	N/mm ²		N/mm ²
C1	25.5	1.08	27.5
C2	25.4	1.08	27.4
C3	24.9	1.09	27.1

Nella tabella seguente si riportano i valori precedentemente corretti con i relativi valori della prova sonica e sclerometrica:

	fc	V	l
	N/mm2	m/s	
C1 - Traverso 3-1 Campata 1	27.5	3921	37
C5 - Trave 1-3 Campata 7	27.4	3561	41
C6 - Trave 1-2 Campata 6	27.1	3677	45

Elaborando questi valori secondo la procedura 1 della EN 13791 si determinano i valori a, b, c per la relazione diretta tra le carote e la prova sonreb:

$$a = 63.27668$$

$$b = -0.05948$$

$$c = -0.09408$$

$$f_c = a \cdot V^b \cdot l^c$$

con la correlazione specifica per i sondaggi effettuati si stima la resistenza per ogni campione, compresi quelli eseguiti nell'anno 2017:

		l	V	fc carote	fc stimata
			[m/s]	[Mpa]	[Mpa]
2022	C1 - Traverso 3-1 Campata 1	37	3921	25.5	27.5
	Trave 4-3 Campata 1	41	3824	-	27.3
	C2 - Traverso 2-2 Campata 2	45	4356	21.5	26.9
	Trave 3-1 Campata 2	48	3296	-	27.2
	C4 - Traverso 4-3 Campata 3	47	4485	35.5	26.7
	Trave 1-4 Campata 3	47	3718	-	27.0
	C5 - Trave 1-3 Campata 7	41	3561	25.4	27.4
	Traverso 4-3 Campata 7	44	4316	-	26.9
	C6 - Trave 1-2 Campata 6	45	3677	24.9	27.1
2017	Tr. 8	40	4494		27.1
	Tr. 2	43	4586		26.9
	Media				27.1

Pertanto la resistenza media stimata del calcestruzzo è pari a **f_{cm} = 27 N/mm²**

7.1.2 Acciaio per c.a.

Nell'anno 2017 sono state effettuate prove di trazione su campioni di armatura integra (Ø 10 e Ø30) prelevati da strutture secondarie (soletta marciapiede, ferri distanziali delle travi) con seguenti risultati:

- tensione di rottura > 4800 kg/cmq
- tensione di snervamento > 3600 kg/cmq

Nel progetto viene dichiarata la tensione ammissibile di 1400 kg/cm^q ma non il tipo di acciaio, anche se presumibilmente si tratta di Aq 42 (tensione di rottura > 4200 kg/cm^q e tensione ammissibile di 1400 kg/cm^q).

La seguente tabella, tratta dalla rete, è relativa allo studio delle caratteristiche di resistenza dell'acciaio Aq 42 eseguita su n.729 campioni:

Tabella 1. Caratteristiche degli acciai Aq.42.				
numero prove: 729	f_y [N/mm ²]	f_u [N/mm ²]	f_u/f_y	$A_{10\phi}$
valore medio	325.4	467.1	1.440	28.81%
valore massimo	397.4	499.9	1.812	39.16%
valore minimo	265.0	420.1	1.096	20.00%
scarto quadratico medio	23.165	21.718	0.086	0.031

pertanto si assume come tensione media di snervamento pari a **f_{ym} = 325 N/mm^q**

7.1.3 Fattore di confidenza

Secondo il punto C8.5.4 della Circolare:

LC3: si intende raggiunto quando siano stati effettuati l'analisi storico-critica commisurata al livello considerato, come descritta al par. C8.5.1, il rilievo geometrico, completo ed accurato in ogni sua parte, e indagini esaustive sui dettagli costruttivi, come descritto al par. C8.5.2, prove esaustive sulle caratteristiche meccaniche dei materiali, come indicato al par. C8.5.3; il corrispondente fattore di confidenza è FC=1 (da applicarsi limitatamente ai valori di quei parametri per i quali sono state eseguite le prove e le indagini su citate, mentre per gli altri parametri meccanici il valore di FC è definito coerentemente con le corrispondenti prove limitate o estese eseguite). Per raggiungere il livello di conoscenza LC3, la disponibilità di un rilievo geometrico completo e l'acquisizione di una conoscenza esaustiva dei dettagli costruttivi sono da considerarsi equivalenti alla disponibilità di documenti progettuali originali, comunque da verificare opportunamente nella loro completezza e rispondenza alla situazione reale.

Pertanto, oltre al rilievo geometrico ed i sondaggi effettuati, essendo disponibili i documenti progettuali originali quali disegni esecutivi, relazione di calcolo, libretto delle misure, prova di carico su pali, collaudo statico e certificati di prova del calcestruzzo e dell'acciaio, si intende raggiunto il Livello di Conoscenza LC3 con relativo Fattore di Confidenza **FC = 1.0 per il calcestruzzo, e FC=1.0 per l'acciaio per c.a.**

7.1.4 Resistenze di progetto

Di seguito vengono determinate le resistenze di progetto secondo l'espressione:

$$fd = \frac{f_m}{FC \cdot \gamma_M}$$

per il calcestruzzo con $\gamma_M = 1.5$ si ottiene la seguente resistenza:

$$fcd = \frac{27.1}{1.0 \cdot 1.5} = 18 \text{ N/mm}^q$$

per l'acciaio con $\gamma_M = 1.15$ si ottiene:

$$f_{yd} = \frac{325}{1.0 \cdot 1.15} = 283 \text{ N/mm}^2$$

7.2 Materiali per rinforzi locali

Per il ripristino superficiale degli elementi strutturali in c.a. del ponte quali pile, travi e traversi verrà adoperato il seguente prodotto con marcatura CE e DoP:

Malta minerale strutturale tixotropica R4;

Resistenza a compressione EN 12190 ≥ 45 MPa (28 gg);

Resistenza a trazione per flessione EN 196/1 : nessuna;

Legame di aderenza: EN 1542 ≥ 2 MPa (28 gg);

Resistenza alla carbonatazione EN 13295 profondità di carbonatazione \leq calcestruzzo di riferimento [MC 0,45];

Modulo elastico a compressione EN 13412 ≥ 20 GPa (28 gg);

Forza di aderenza per trazione diretta EN 1542 ≥ 2 MPa;

Per l'integrazione delle barre di armatura delle pile:

ACCIAIO ad aderenza migliorata tipo B450C, saldabile, con le seguenti caratteristiche:

$f_{yk} > 450$ N/mm²

$f_{tk} > 540$ N/mm²

$(A_{gt})_k \geq 7,5\%$

Per il rinforzo a flessione delle travi:

ACCIAIO per carpenteria metallica S355 con le seguenti caratteristiche per $t \leq 40$ mm:

$f_{yk} > 355$ N/mm²

$f_{tk} > 510$ N/mm²

Per il rinforzo a taglio delle travi con placcaggio di tessuti in fibra di acciaio con le seguenti caratteristiche:

placcaggio ad "U" mediante l'utilizzo di sistema composito a matrice inorganica SRG (Steel Reinforced Grout), provvisto di Valutazione Tecnica Europea (ETA) o di certificazione internazionale di comprovata validità;

tessuto unidirezionale in fibra di acciaio galvanizzato ad altissima resistenza, formato da micro-trefoli di acciaio prodotti secondo norma ISO 16120-1/4 2017 fissati su microrete in fibra di vetro;

resistenza a trazione valore caratteristico > 3000 Mpa

resistenza a trazione valore di progetto = 1400 Mpa

modulo elastico > 190 Gpa;

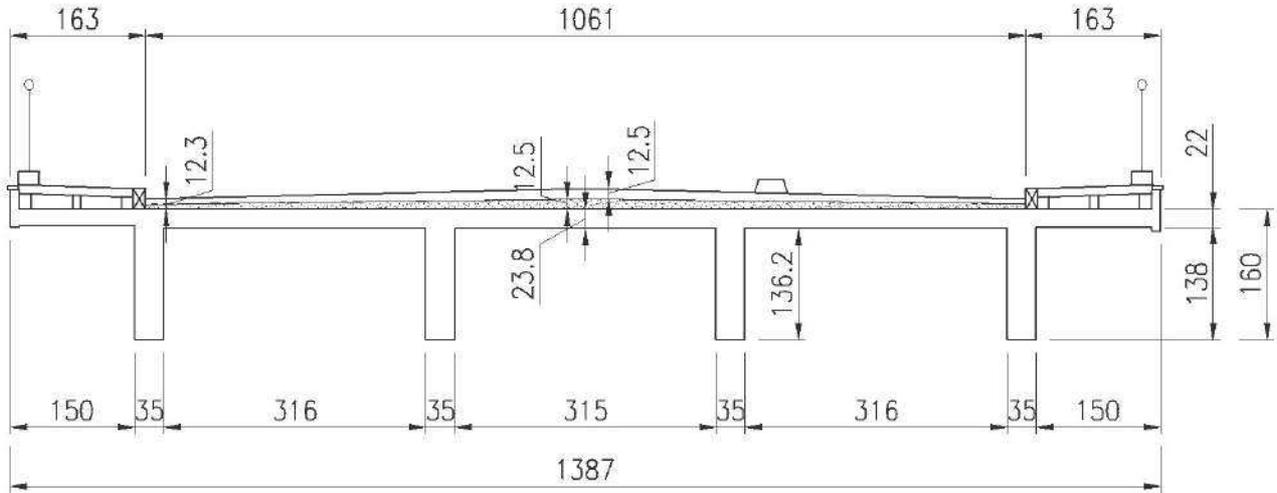
deformazione ultima a rottura $> 2\%$;

area effettiva di un trefolo 3x2 (5 fili) = 0,538 mmq;

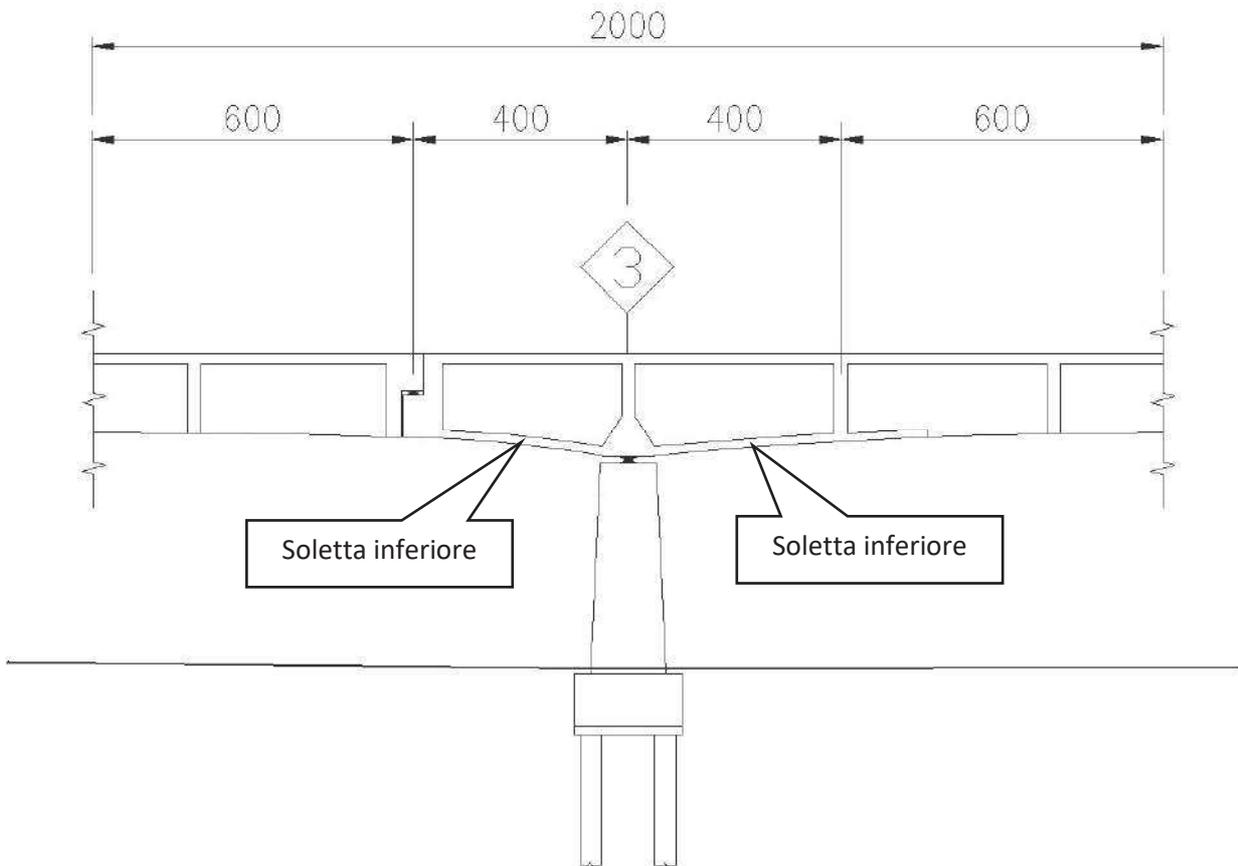
n. trefoli per cm = 1.57 con avvolgimento dei fili ad elevato angolo di torsione conforme alla norma ISO/DIS 17832

8. ANALISI DEI CARICHI E COMBINAZIONI DELLE AZIONI

8.1 Carichi fissi



Sezione trasversale dell'impalcato.



Sezione longitudinale dell'impalcato

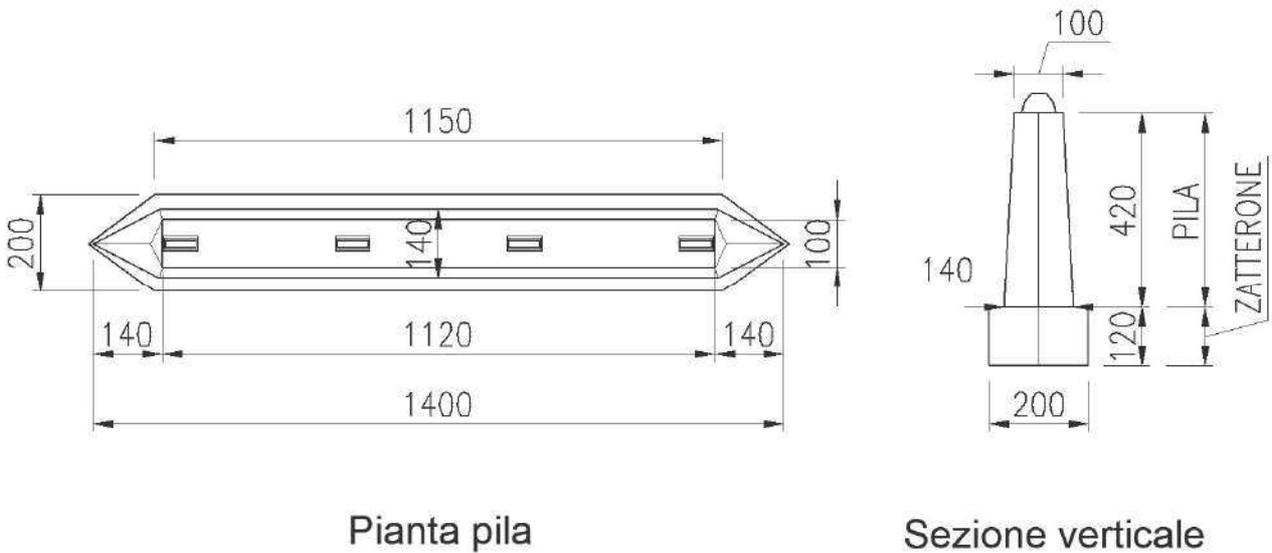
Tratto di **impalcato** con doppia soletta (soletta superiore+inferiore), L=8 m (=4+4m)

		p.ug.	altezza	largh.	lungh.	γ	Peso
			m	m	m	t/mc	t/m
G1	Soletta superiore	1	0.238	10.87	1	2.5	6.5
	Soletta inferiore	1	0.16	10.87	1	2.5	4.3
	Travi	4	0.366	1.34	1	2.5	4.9
	Traversi interasse=3.75m	3	0.24	1.34	4	2.5	0.6
	Soletta marciapiede	2	0.22	1.5	1	2.5	1.7
G2	cls pendenza h med 9cm	1	0.09	10.61	1	2.4	2.3
	asfalto h med 9cm	1	0.09	10.61	1	1.8	1.7
	Veletta marciapiede	2	0.11	0.23	1	2.5	0.1
	soglia veletta+cordolo travertino	2	0.0432	1	1	2.4	0.2
	n.3 cordoli sotto marciapiede	2	0.063	1	1	2.4	0.3
	Solettina marciapiede sp. 8cm	2	0.08	1.38	1	2.4	0.5
	mattonelle asfalto marc. sp. 2cm	2	0.02	1.38	1	1.8	0.1
	cordolo base balaustra	2	0.16	0.25	1	2.4	0.2
	balaustra	2	1	1	1	0.1	0.2
						TOT	23.6

Tratto di **impalcato** in campata, L=12 m (=20-4-4m)

		p.ug.	altezza	largh.	lungh.	γ	Peso
			m	m	m	t/mc	t/m
G1	Soletta superiore	1	0.238	10.87	1	2.5	6.5
	Travi	4	0.350	1.31	1	2.5	4.6
	Traversi interasse=3.75m	3	0.24	1.28	3.75	2.5	0.6
	Soletta strutt. Marciapiede	2	0.22	1.5	1	2.5	1.7
G2	cls pendenza h med 9cm	1	0.09	10.61	1	2.4	2.3
	asfalto h med 9cm	1	0.09	10.61	1	1.8	1.7
	Veletta marciapiede	2	0.11	0.23	1	2.5	0.1
	soglia veletta+cordolo travertino	2	0.0432	1	1	2.4	0.2
	n.3 cordoli sotto marciapiede	2	0.063	1	1	2.4	0.3
	Solettina marciapiede sp. 8cm	2	0.08	1.38	1	2.4	0.5
	mattonelle asfalto marc. sp. 2cm	2	0.02	1.38	1	1.8	0.1
	cordolo base balaustra	2	0.16	0.25	1	2.4	0.2
	balaustra	2	1	1	1	0.1	0.2
						TOT	19.0

Pila e zatterone di fondazione



		p.ug.	altezza	largh.	lungh.	γ	Peso
			m	m	m	t/mc	t
G1	Pila parte centrale	1	4.2	1.2	11.2	2.45	138
	Pila punta dx e sx	2	4.2	1.2	0.7	2.45	17
	Zatterone parte centrale	1	1.2	2	11.5	2.5	69
	Zatterone punta dx e sx	2	1.2	2	0.7	2.5	8
						TOT	233

Peso proprio totale della pila relativo zatterone **P = 233 ton**

8.2 Azioni variabili da traffico – carichi mobili

Il ponte è parte del progetto di realizzazione della strada litoranea S. Benedetto del Tronto - Grottammare del 1959, che viene definita dai progettisti “strada di grande traffico”.

La relazione di calcolo di progetto (febbraio 1959) fa riferimento alla normativa Min. LL.PP. del 9/6/1945 n. 6018 (riportata per errore come 6081 ndr).

Anche se non è stato possibile reperire il testo di tale normativa, tuttavia nella pubblicazione “Atti e rassegna tecnica della società degli ingegneri ed architetti in Torino – Nuova serie – Anno 7 – N.6 – Giugno 1953” ci sono sufficienti indicazioni sul calcolo dei ponti fino a quella data, ovvero:

- i carichi per cui venivano dimensionati i ponti erano sostanzialmente di tipo militare (i più pesanti possibili)
- la Normale n. 6018 abolisce il carico più gravoso utilizzato fino ad allora (obice da 92 t = schema 2), lasciando per il dimensionamento solo i carichi dello schema 1:

a) Carichi per “Strade di piccolo e medio traffico”

– colonna indefinito di autocarri da 12 t

– rullo compressore isolato da 18 t

– folla compatta pari a 400 Kg/mq sui marciapiedi;

b) Carichi per “Strade di grande traffico”

– colonna indefinito di autocarri da 12 t

– 2 rulli compressori da 18 t affiancati

– folla compatta pari a 400 Kg/mq sui marciapiedi

Anche se i progettisti la definiscono “strada di grande traffico”, il ponte è stato dimensionato con 1 solo rullo isolato da 18 t , oltre alla colonna di autocarri da 12 t , e quindi a tutti gli effetti utilizzando i carichi previsti per “strada di piccolo e medio traffico”.

Successivamente, con circ. n. 384 del 14-02-1962, il Consiglio Superiore del Ministero dei LL.PP ha emesso le “Norme relative al calcolo dei ponti stradali”, precisando che furono redatte in riesame delle normative precedenti (9-6-1945 e 1946) al fine di prevedere il transito di mezzi militari, nonché per definire i criteri della ripartizione trasversale e le azioni dinamiche.

In tale occasione i carichi dello schema 1 del 1945 vengono definiti “civili” reintroducendo lo schema 2 con carichi più pesanti chiamati “militari”

Infatti, nelle Norme i ponti vengono classificati in base ai carichi in transito distinti in due categorie:

– 1^ categoria : strade destinate al transito dei carichi civili e militari

– 2^ categoria : strade destinate al transito dei soli carichi civili

Il tipo e disposizione dei carichi mobili adottati dai progettisti per il dimensionamento delle strutture del ponte in esame coincide con quelli indicati nelle Norme 1962 come “carichi civili”,

ovvero:

– colonna indefinita di autocarri da 12 t (ingombro 3x6 m, asse più carico = posteriore = 8 t) con il quale sono state dimensionate le travi;

– rullo compressore isolato da 18 t (ingombro 3x6 m, asse più carico = posteriore = 12 t) con il quale è stata dimensionata la soletta;

– folla compatta pari a 400 Kg/mq con la quale sono stati dimensionati i marciapiedi;

MINISTERO DEI LAVORI PUBBLICI
CONSIGLIO SUPERIORE

CIRCOLARE N. 384 DEL 14 FEBBRAIO 1962

***Ai Sigg. Capi Servizio dell'Amministrazione Centrale
Decentrata e Provinciale dei Lavori Pubblici***

Il riesame delle normali n. 6018 del 9 giugno 1945 e n. 772 del 12 giugno 1946 relative ai carichi da considerare nel calcolo dei ponti stradali ha messo in evidenza la opportunità di apportare delle modifiche alle norme ivi stabilite sia per includervi le disposizioni vigenti relative alle ipotesi di carico da adottare per tener conto del transito dei mezzi militari, sia per quanto riguarda i criteri per calcolare la ripartizione trasversale dei carichi stessi e le azioni dinamiche.

Pertanto, a modifica delle normali di cui sopra, i dipendenti Uffici e gli Enti comunque interessati nella costruzione di ponti stradali, vorranno attenersi alle norme seguenti:

Norme relative ai carichi per il calcolo dei ponti stradali

I

A) CLASSIFICA DELLE STRADE.

Ai fini dei carichi da considerarsi per il calcolo dei manufatti, le strade si suddividono in due categorie:

1^a categoria: strade destinate al transito di carichi civili e militari;

2^a categoria: strade destinate al transito dei soli carichi civili (strade di interesse locale e vicinale).

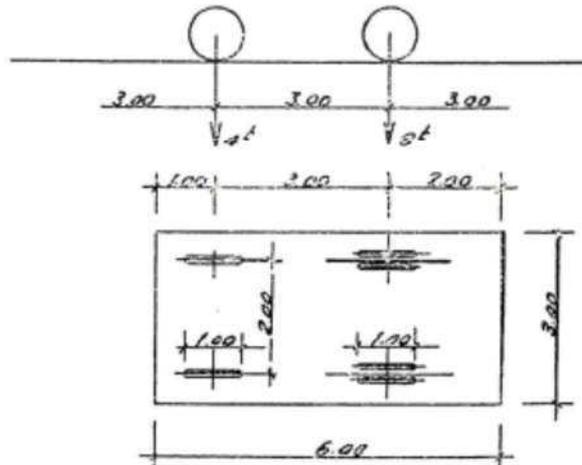
B) SCHEMI DI CARICO:

- schema 1: colonna indefinita di autocarri da 12 tonn.
- schema 2: rullo compressore isolato da 18 tonn.
- schema 3: folla compatta in ragione di 400 kg/m².
- schema 4: treno indefinito di carichi militari da 61,5 t.
- schema 5: treno indefinito di carichi militari da 32 tonn.
- schema 6: carico militare isolato da 74,5 tonn.

CARICHI CIVILI

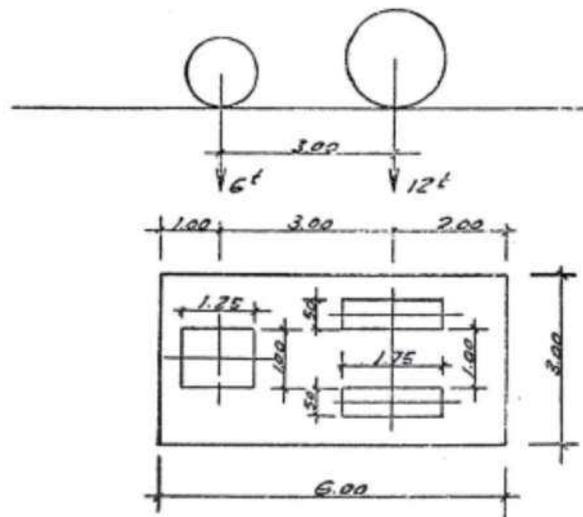
SCHEMA 1

Colonna indefinita di autocarri da 12 t



SCHEMA 2

Rullo compressore isolato da 18 t



SCHEMA 3

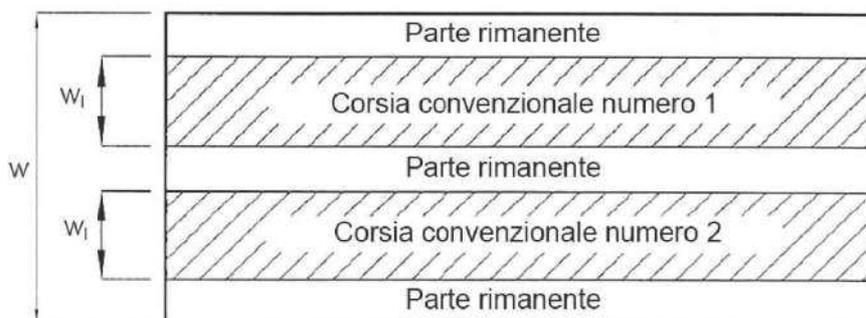
Folla compatta (400 Kg/m^2)

Infine, le sollecitazioni di verifica delle strutture (effettuata dall'Ing. Alessandro Vittorini Orgeas e dal sottoscritto nell'anno 2017) **sono coincidenti** con quelle derivanti dal **ricalcolo della struttura** effettuato in base a quanto previsto dalla normativa 1962 per ponti di 2^a categoria.

Pertanto **il ponte può essere classificato come di 2^a categoria e l'asse più pesante ammesso al transito è di 12 t**, tra l'altro in buon accordo anche con il Codice della strada attualmente vigente che prevede proprio tale limitazione per tutti i tipi di strade.

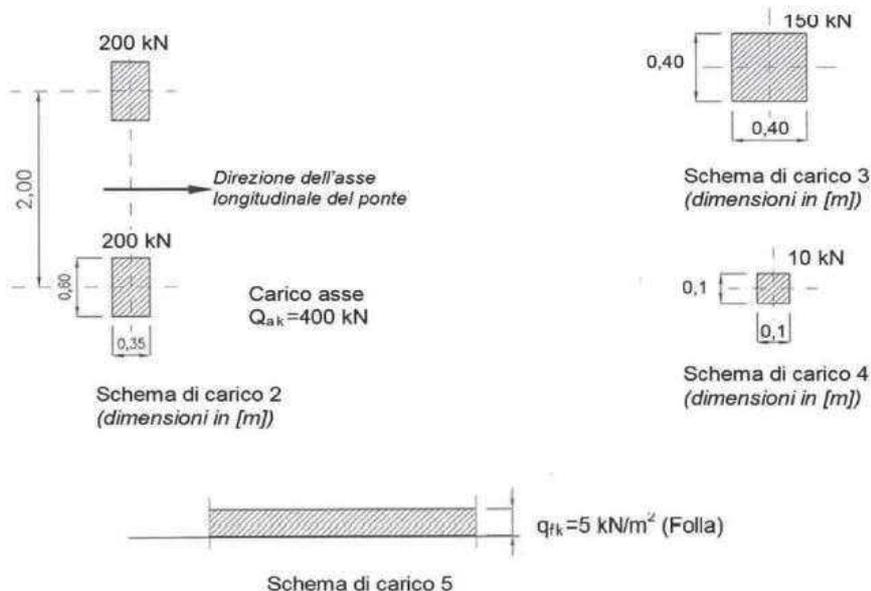
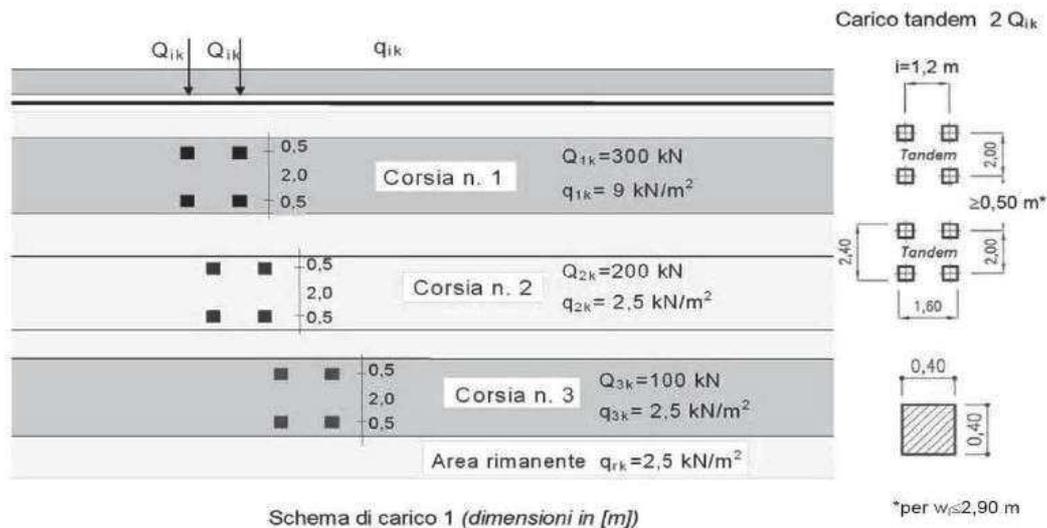
Ne deriva che **non** sono ammessi al transito carichi isolati superiori a 18 t e treni di carico di automezzi di peso superiori a 12 t su una lunghezza di 6 m.

Le azioni da traffico previste dalle NTC 18 sono valutate secondo il metodo degli schemi di carico su corsie convenzionali. La disposizione e la numerazione delle corsie va determinata in modo da indurre le più sfavorevoli condizioni di progetto.



Il numero delle colonne di carichi mobili da considerare nel calcolo è quello massimo compatibile con la larghezza della superficie carrabile, la larghezza di una colonna convenzionale è stabilita per ciascuna corsia in 3,0 m.

Le azioni variabili del traffico sono definite negli schemi seguenti (fig. 5.1.2 Ntc 18) , esse sono comprensive degli effetti dinamici:



Lo schema di carico 1 viene utilizzato per le verifiche globali e locali, gli schemi 2, 3 e 4 solo per quelle locali mentre lo schema 5 si riferisce all'azione della folla compatta. La disposizione e la numerazione delle corsie saranno di volta in volta determinate in modo da indurre le più sfavorevoli condizioni di progetto.

Tra le corsie carrabili e la pista ciclabile è presente una separazione in calcestruzzo amovibile pertanto l'intera carreggiata del ponte, esclusi i marciapiedi, verrà considerata carrabile ed occupata da corsie convenzionali.

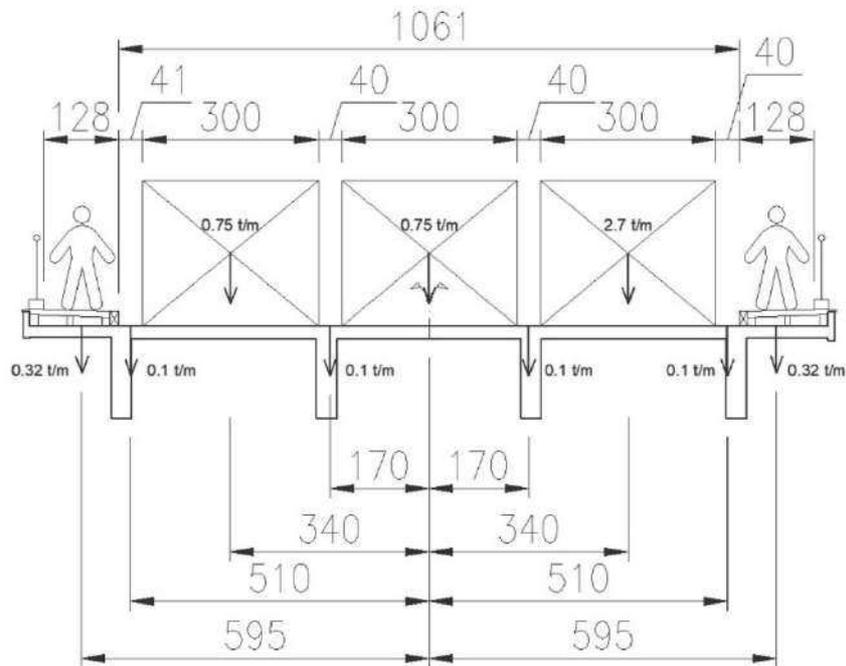
Il valore delle azioni dei carichi mobili è riportato nella seguente tabella:

Tab. 5.1.II - Intensità dei carichi Q_{ik} e q_{ik} per le diverse corsie

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

Lo Schema di Carico 1 assunto sia per le verifiche globali che locali, è composto sia da carichi uniformemente distribuiti che da carichi concentrati su due assi tandem applicati su impronte di pneumatico di forma quadrata e lato 0.40 m.

a) La disposizione dei carichi mobili uniformemente distribuiti sarà la seguente:



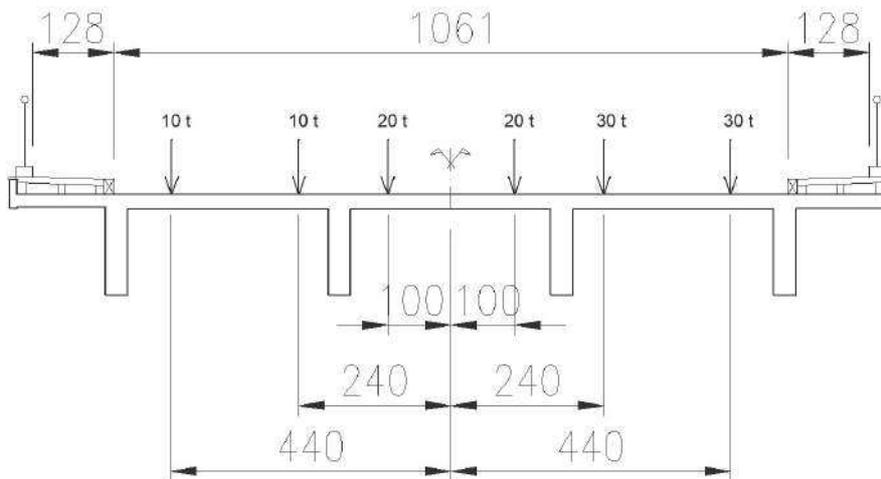
Con la ripartizione trasversale alla Courbone si determina il carico lineare uniformemente distribuito gravante sulla trave di bordo e quella interna:

n° travi =	4
L marc. =	1.28 m
Carreggiata =	10.61 m
interasse travi "a" =	3.50 m
folla in combinaz. =	0.25 t/mq
∅ =	1.0
P1 =	2.7 t/m
P2 =	0.75 t/m
P folla marc. =	0.32 t/m
P folla rimanente =	0.1 t/m

		k		k intern.	k bordo	k intern.	k bordo	Tr. Interna	Tr. Bordo
q	e carico	1° term.	2° term.	2° term.	Tot	Tot	q	q	
t/m	m						t/m	t/m	
2.7	3.4	0.25	0.10	0.29	0.35	0.54	0.94	1.46	
0.75	0	0.25	0.00	0.00	0.25	0.25	0.19	0.19	
0.32	5.95	0.25	0.17	0.51	0.42	0.76	0.13	0.24	
0.1	5.1	0.25	0.15	0.44	0.40	0.69	0.04	0.07	
0.1	1.7	0.25	0.05	0.15	0.30	0.40	0.03	0.04	
0.1	-1.7	0.25	-0.05	-0.15	0.20	0.10	0.02	0.01	
0.75	-3.4	0.25	-0.10	-0.29	0.15	-0.04	(*)	(*)	
0.1	-5.1	0.25	-0.15	-0.44	0.10	-0.19	(*)	(*)	
0.32	-5.95	0.25	-0.17	-0.51	0.08	-0.26	(*)	(*)	
						TOT =	1.35	2.01	

(*) = contributo negativo (scarica la trave) pertanto non considerato

b) La disposizione dei carichi mobili concentrati sarà la seguente:



n° travi =	4
L marc. =	1.28 m
Carreggiata =	10.61 m
a =	3.50 m
P1 =	30 t
P1 =	30 t
P2 =	20 t
P2 =	20 t
P3 =	10 t
P3 =	10 t

Applicando nella mezzeria di una campata di $L=20$ m semplicemente appoggiata i carichi concentrati si determina i seguenti valori massimi di sollecitazione:

	Tr. Interna	Tr. Bordo
Vmax (t)	19.5	16
Mmax (tm)	127	123

Si nota che con i carichi concentrati così disposti la trave più sollecitata è quella interna.

Di seguito si ricava il carico lineare uniformemente distribuito **equivalente** ai fini delle sollecitazioni dei carichi concentrati:

	Tr. Interna	Tr. Bordo
	q	q
	t/m	t/m
q eq. TAGLIANTI (=2 V/L)	1.95	1.6
q eq. FLETTENTI (=8 M/L ²)	2.54	2.46

Sommando il contributo dovuto ai carichi distribuiti a quelli concentrati si ottiene:

Per la ricerca delle sollecitazioni flettenti massime:

	Tr. Interna	Tr. Bordo
	q	q
	t/m	t/m
Carichi distribuiti	1.35	2.01
Carichi concentrati	2.54	2.46
TOT	3.89	4.47

si assume il carico lineare **q = 4.47 t/m**;

Per la ricerca delle sollecitazioni taglianti massime:

	Tr. Interna	Tr. Bordo
	q	q
	t/m	t/m
Carichi distribuiti	1.35	2.01
Carichi concentrati	1.95	1.6
TOT	3.30	3.61

si assume il carico lineare **q = 3.61 t/m**;

8.3 Azioni accidentali

a) **Neve**: carico non preso in considerazione in quanto il relativo coefficiente di combinazione ψ allo SLU è pari a zero.

b) **Vento**: carico non preso in considerazione in quanto ininfluenza.

8.4 Combinazioni delle Azioni

Ai fini delle verifiche degli stati limite si definisce la seguente combinazione delle azioni:

Combinazione fondamentale SLU

$$Fd = \gamma_{G1} \cdot G_1 + \gamma_{G2} \cdot G_2 + \gamma_P \cdot P + \gamma_{Q1} \cdot Q_{k1} + \gamma_{Q2} \cdot \psi_{02} Q_{k2} + \gamma_{Q3} \cdot \psi_{03} Q_{k3} + (\dots) =$$

Ai fini della determinazione dei valori caratteristici delle azioni dovute al traffico si dovranno considerare, generalmente, le combinazioni indicate nella successiva tabella:

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

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

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

I coefficienti parziali di sicurezza per le combinazioni sono riportati nella seguente tabella:

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

		Coefficiente	EQU ⁽¹⁾	A1	A2
Azioni permanenti g_1 e g_3	favorevoli	γ_{G1} e γ_{G3}	0,90	1,00	1,00
	sfavorevoli		1,10	1,35	1,00
Azioni permanenti non strutturali ⁽²⁾ g_2	favorevoli	γ_{G2}	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,50	1,50	1,30
Azioni variabili da traffico	favorevoli	γ_Q	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,35	1,35	1,15
Azioni variabili	favorevoli	γ_{Qk}	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,50	1,50	1,30
Distorsioni e presollecitazioni di progetto	favorevoli	γ_{e1}	0,90	1,00	1,00
	sfavorevoli		1,00 ⁽³⁾	1,00 ⁽⁴⁾	1,00
Ritiro e viscosità, Cedimenti vincolari	favorevoli	γ_{e2} ; γ_{e3} ; γ_{e4}	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,20	1,20	1,00

⁽¹⁾ Equilibrio che non coinvolga i parametri di deformabilità e resistenza del terreno; altrimenti si applicano i valori della colonna A2.

⁽²⁾ Nel caso in cui l'intensità dei carichi permanenti non strutturali, o di una parte di essi (ad esempio carichi permanenti portati), sia ben definita in fase di progetto, per detti carichi o per la parte di essi nota si potranno adottare gli stessi coefficienti validi per le azioni permanenti.

⁽³⁾ 1,30 per instabilità in strutture con precompressione esterna

⁽⁴⁾ 1,20 per effetti locali

Come indicato al punto 8.5.5. delle NTC 18 per le costruzioni esistenti: “Per i carichi permanenti, un accurato rilievo geometrico-strutturale e dei materiali potrà consentire di adottare coefficienti parziali modificati, assegnando a γ_G valori esplicitamente motivati.”

Come riportato nella Tabella 6.3.3 nelle Linee guida per ponti esistenti nel caso specifico è lecito adottare un $\gamma_G = 1.20$.

Inoltre per le combinazioni GEO il coeff. per le azioni variabili da traffico γ_Q al punto C5 la Circolare lo riduce a pari a $\gamma_Q = 1.15$, pertanto a seguito di un rilievo accurato delle masse è lecito assumere il coeff. per le azioni permanenti $\gamma_G = 1.05$.

I coefficienti di combinazione ψ sono riportati nella seguente tabella 5.1 VI delle NTC 18

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

Azioni	Gruppo di azioni (Tab. 5.1.IV)	Coefficiente ψ_0 di combinazione	Coefficiente ψ_1 (valori frequenti)	Coefficiente ψ_2 (valori quasi permanenti)
Azioni da traffico (Tab. 5.1.IV)	Schema 1 (carichi tandem)	0,75	0,75	0,0
	Schemi 1, 5 e 6 (carichi distribuiti)	0,40	0,40	0,0
	Schemi 3 e 4 (carichi concentrati)	0,40	0,40	0,0
	Schema 2	0,0	0,75	0,0
	2	0,0	0,0	0,0
	3	0,0	0,0	0,0
	4 (folla)	--	0,75	0,0
	5	0,0	0,0	0,0
Vento	a ponte scarico SLU e SLE	0,6	0,2	0,0
	in esecuzione	0,8	0,0	0,0
	a ponte carico SLU e SLE	0,6	0,0	0,0
Neve	SLU e SLE	0,0	0,0	0,0
	in esecuzione	0,8	0,6	0,5
Temperatura	SLU e SLE	0,6	0,6	0,5

9 SOLLECITAZIONI

9.1 Determinazione del carico massimo sulla pila

Come riportato in precedenza le fondazioni del ponte sono del tipo profondo realizzate su pali trivellati diametro 40 cm e lunghezza 13 m. Nello specifico ogni pila è fondata su n. 19 pali con le teste inglobate nello zatterone di fondazione presente alla base.

Dalla relazione geologica redatta dal dott. geo. Pierluigi Anasparri si evince che lo strato di terreno sul quale grava lo zatterone di fondazione è composto da un primo strato di ghiaie non consolidate di profondità pari a circa 1 m sotto lo zatterone per poi passare a strati dalle buone caratteristiche meccaniche e maggiormente consolidati.

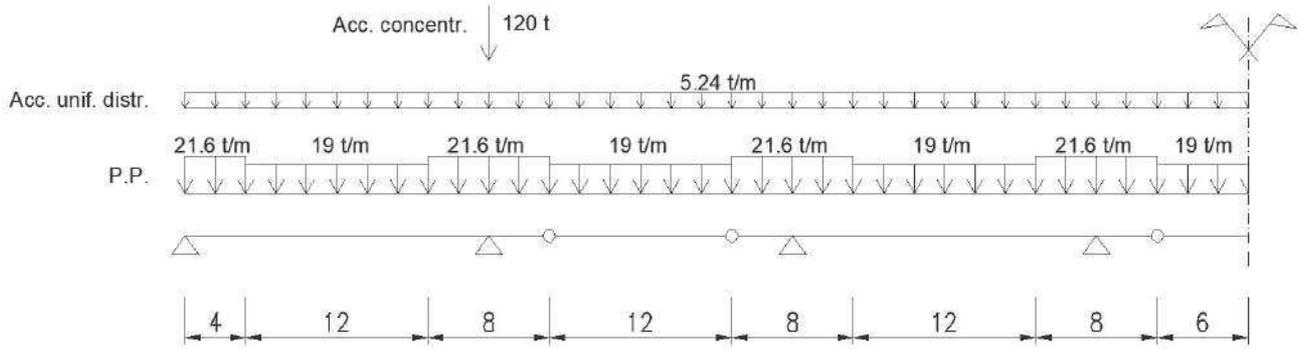
In base ai carichi determinati nel capitolo precedente riassunti di seguito:

Carichi fissi punto 8.1			1 soletta	2 solette
			t/m	t/m
			19.0	23.6

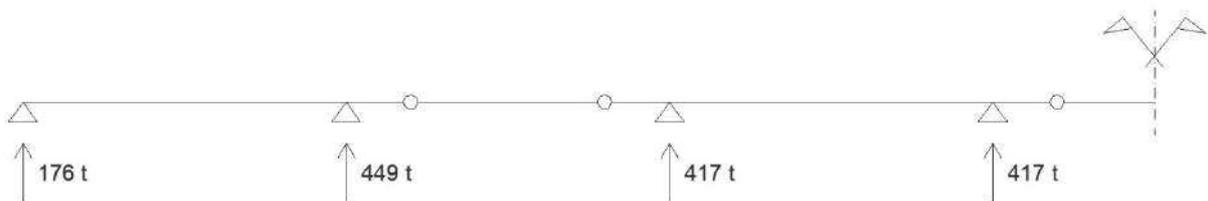
Carichi mobili unif. distr. punto 8.2			t/m
		Corsia 1	2.70
		Corsia 2	0.75
		Corsia 3	0.75
		Marciapiede 1	0.32
		Marciapiede 2	0.32
		Intercorsia	0.10
		TOT	5.24

Carichi mobili concentr. punto 8.2			t
		Corsia 1	60
		Corsia 2	40
		Corsia 3	20
		TOT	120

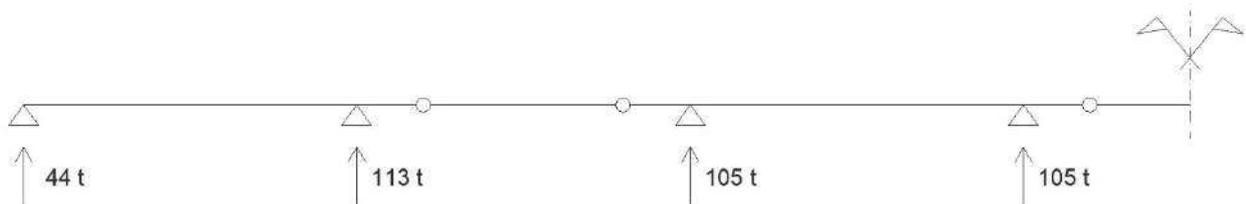
si determinano le reazioni vincolari per ogni carico gravante sulla testa della pila maggiormente sollecitata:



Reazioni vincolari dei carichi fissi (**G1+G2**):

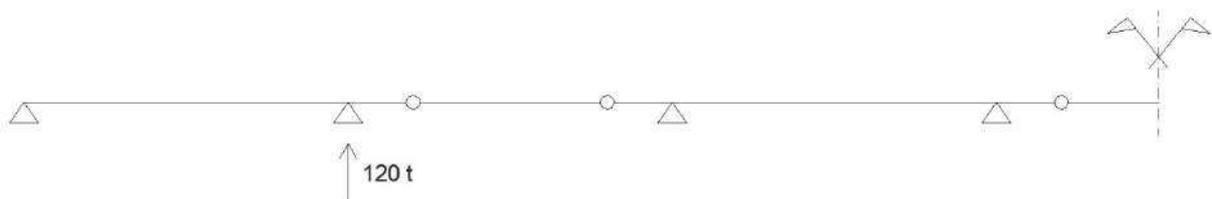


Reazioni vincolari dei carichi mobili uniformemente distribuito (**Q**):



Considerando che le reazioni vincolari maggiori si hanno in corrispondenza della pila n. 2 (e per simmetria anche sulla n. 7) per ottenere la situazione più gravosa sulla pila i carichi mobili concentrati vengono posizionati sulla pila n.2.

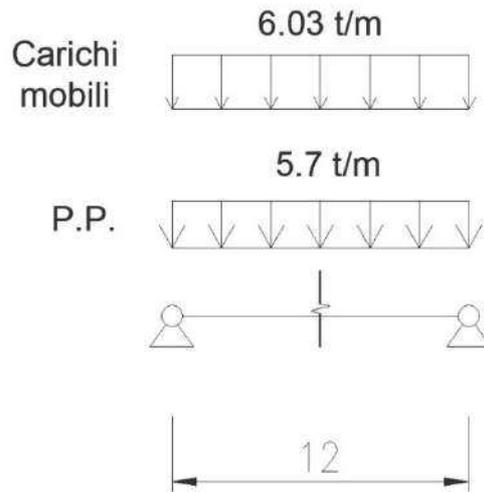
Reazione vincolare dei carichi mobili concentrati posti nella posizione maggiormente gravosa (**Q**):



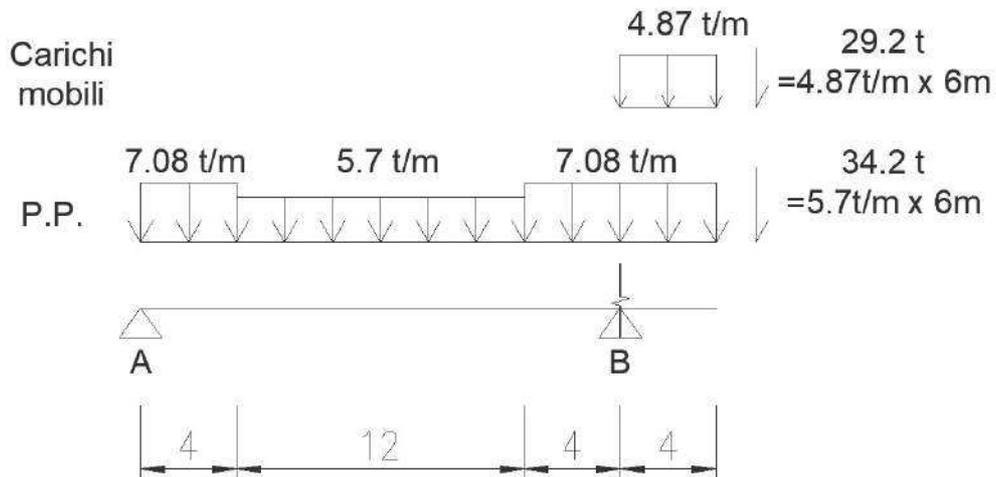
9.2 Determinazione delle sollecitazioni massime sull'impalcato

Di seguito si propone la tabella riepilogativa dei carichi, precedentemente determinati, agenti sulla trave di bordo (trave maggiormente caricata):

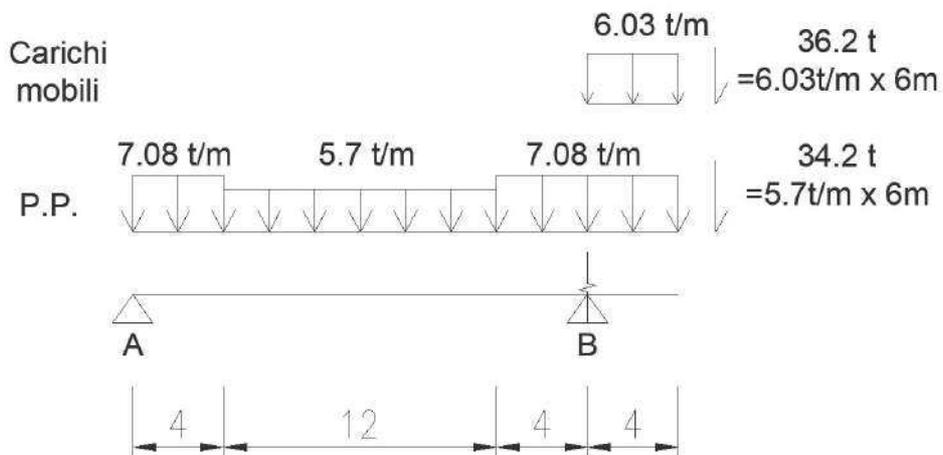
SEZIONE n.1 – Momento



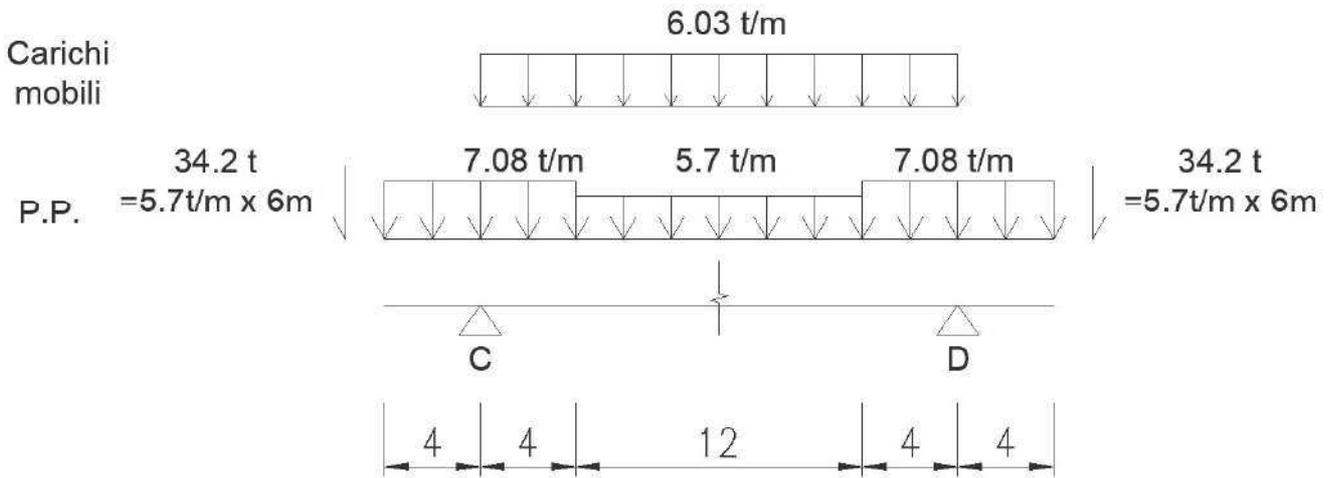
SEZIONE n.2 – Taglio



SEZIONE n.2 – Momento



SEZIONE n.3 – Momento

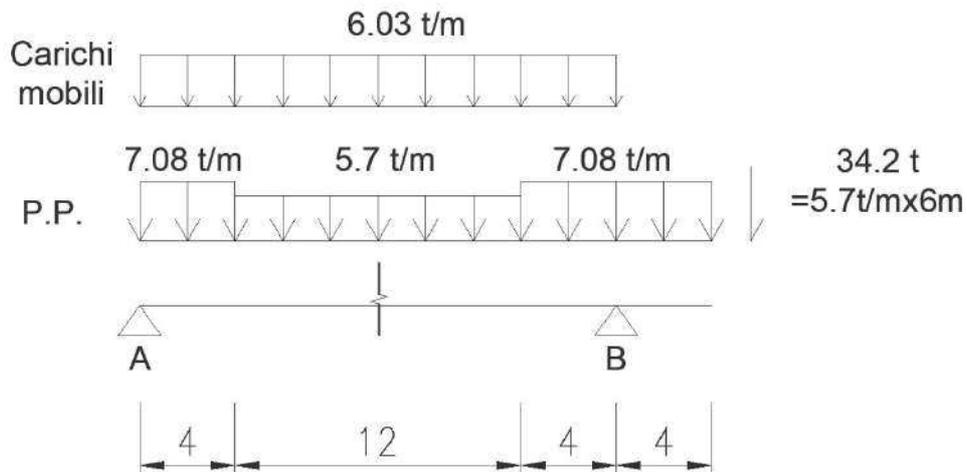


SEZIONE n.3 – Taglio

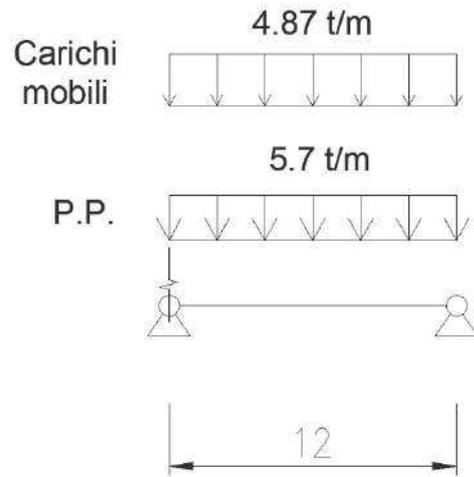
In tale sezione il taglio dovuto al peso proprio ed ai carichi mobili uniformemente distribuiti è praticamente nullo, pertanto solo i carichi mobili concentrati possono sollecitare a taglio tale sezione.

Al capitolo 8.2 punto b) è stato determinato il taglio massimo dovuto ai carichi mobili concentrati pari a 19.5 ton sulla trave interna,

SEZIONE n.4 – Momento



SEZIONE n.5 – Taglio



Di seguito si riporta la tabella con i valori così determinati per le relative sezioni:

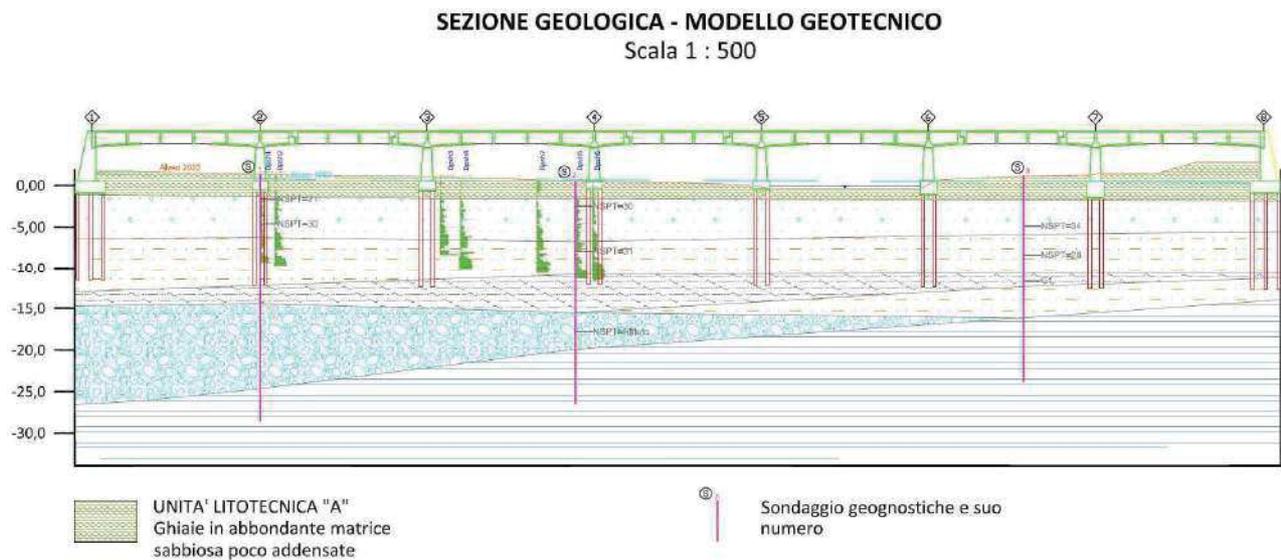
Sezione	V	V	M	M
	t	kN	tm	kNm
1	0	0	211	2111
2	111	1110	386	3865
3	0	0	404	4040
4	0	0	505	5050
5	63.4	634	0	0

10 VERIFICHE

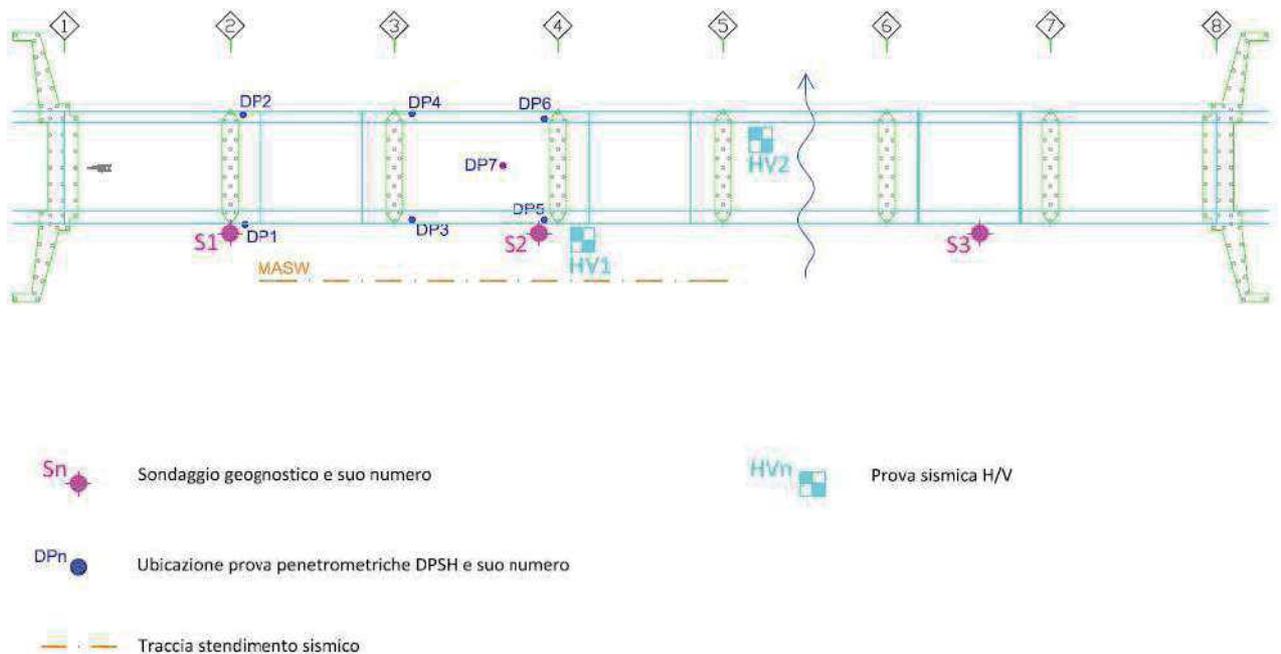
10.1 Verifiche delle fondazioni

10.1.1 Determinazione delle resistenze caratteristiche dei pali di fondazione

Di seguito si riporta un estratto della sezione geologica presente nella relazione geologica dal quale si evince lo strato di ghiaia poco addensate presente sotto gli zatteroni.



Di seguito si riporta l'ubicazione dei sondaggi effettuati:



Di seguito si riporta la tabella delle caratteristiche meccaniche dei vari strati di terreno:

ID	1	2	3	4	5
Tipo	DPSH1	DPSH2	DPSH3	DPSH4	DPSH5
	<i>Da 1 a 1,80</i>	<i>Da 1 a 2,0</i>	<i>Da 1 a 3,60</i>	<i>Da 1 a 2,6</i>	<i>Da 1 a 2,0</i>
γ	1,5 t/mc	1,5 t/mc	1,6 t/mc	1,7 t/mc	1,5 t/mc
ϕ	20°	20°	24°	25°	21°
Dr	30%	32%	47%	60%	40%
Nspt	2	2	6	7	3
	<i>Da 1,80 a 7,60</i>	<i>Da 2,0 a 7,40</i>	<i>Da 3,60 a 7,20</i>	<i>Da 2,6 a 7,40</i>	<i>Da 2,0 a 7,20</i>
γ	1,87 t/mc	1,9 t/mc	2,0 t/mc	2,0 t/mc	2,1 t/mc
ϕ	29°	30°	33°	33°	35°
Dr	60%	70%	74%	75%	75%
Nspt	14	15	20	22	27
	<i>Da 7,60 a 10,80</i>	<i>Da 7,40 a 11,0</i>	<i>Da 7,20 a 9,40</i>	<i>Da 7,40 a 11,0</i>	<i>Da 7,20 a 12,0</i>
γ	2,16 t/mc	2,1 t/mc	2,25 t/mc	2,23 t/mc	2,2 t/mc
ϕ	37°	41°	43°	42°	41°
Dr	75%	98%	100%	91%	85%
Nspt	32	48	53	50	46

6	7	8	9	10
DPSH6	DPSH7	S1	S2	S3
<i>Da 1 a 3,0</i>	<i>Da 1 a 3,60</i>	<i>Da 1 a 6,40</i>	<i>Da 1 a 7,20</i>	<i>Da 1 a 7,0</i>
1,65 t/mc	1,5 t/mc	2,1 t/mc	2,1 t/mc	2,1 t/mc
25°	22°	35°	35°	35°
57%	38%	---		
7	4	25	30	
<i>Da 3,0 a 7,20</i>	<i>Da 3,60 a 7,20</i>			
1,9 t/mc	2,0 t/mc			
30°	30°			
62%	70%			
15	18			
<i>Da 7,20 a 12,0</i>	<i>Da 7,20 a 11,40</i>	<i>Da 6,40 a 12,50</i>	<i>Da 7,20 a 11,4</i>	<i>Da 7,0 a 11,80</i>
2,21 t/mc	2,21 t/mc	2,0 t/mc	2,0 t/mc	2,0 t/mc
40°	40°	30°	30°	30°
83%	85%			
40	42	31	31	
		<i>Da 12,50 a 13,90</i>	<i>Da 11,40 a 16,0</i>	<i>Da 11,80 a 13,5</i>
		1,9 t/mc	1,9 t/mc	1,9 t/mc
		24°	24°	24°
		c'= 0,02 kg/cm ²	c'= 0,02 kg/cm ²	c'= 0,02 kg/cm ²
		Cu = 1kg/cm ²	Cu = 1kg/cm ²	Cu = 1kg/cm ²
		<i>Da 13,90 a 25,0</i>	<i>Da 16,0 a 20,0</i>	<i>Da 13,5 a 17,0</i>
				2,0 t/mc
				30°

La resistenza di pali soggetti a carichi assiali è trattata al punto 6.4.3.1.1 delle NTC 18, il valore di progetto Rd della resistenza si ottiene a partire dal valore caratteristico Rk applicando i coefficienti parziali γ_r della Tab. 6.4.II riportata di seguito:

Tab. 6.4.II – Coefficienti parziali γ_R da applicare alle resistenze caratteristiche a carico verticale dei pali

Resistenza	Simbolo	Pali infissi	Pali trivellati	Pali ad elica continua
	γ_R	(R3)	(R3)	(R3)
Base	γ_b	1,15	1,35	1,3
Laterale in compressione	γ_s	1,15	1,15	1,15
Totale (*)	γ	1,15	1,30	1,25
Laterale in trazione	γ_{st}	1,25	1,25	1,25

* da applicare alle resistenze caratteristiche dedotte dai risultati di prove di carico di progetto.

La resistenza caratteristica R_k del palo singolo sarà dedotta con “metodi di calcolo analitici, dove R_k è calcolata a partire dai valori caratteristici dei parametri geotecnici, oppure con l’impiego di relazioni empiriche che utilizzino direttamente i risultati di prove in sito (prove penetrometriche, pressiometriche, ecc..”.

Con tale procedura analitica il valore caratteristico della resistenza R_k è data dalla seguente espressione:

$$R_{c,k} = \text{Min} \left\{ \frac{(R_{c,cal})_{media}}{\xi_3}; \frac{(R_{c,cal})_{min}}{\xi_4} \right\} \quad [6.4.3]$$

Con i seguenti fattori di correlazione:

Tab. 6.4.IV - Fattori di correlazione ξ per la determinazione della resistenza caratteristica in funzione del numero di verticali indagate

Numero di verticali indagate	1	2	3	4	5	7	≥ 10
ξ_3	1,70	1,65	1,60	1,55	1,50	1,45	1,40
ξ_4	1,70	1,55	1,48	1,42	1,34	1,28	1,21

Poiché in presenza di più verticali di indagine la norma richiede il calcolo di valori medi e minimi di resistenza alla base e laterale, è necessario eseguire il calcolo per ogni verticale di indagine basandosi sui valori caratteristici dei parametri geotecnici ottenuti in ciascuna verticale.

Di seguito si riportano le resistenze così determinate:

CALCOLO PORTATA LIMITE PALO TRIVELLATO - DPSH1										
Diametro palo	0.4		m							
H media dei pali	13.0		m (desunto dal libretto delle misure)							
Dist. testa palo da p.c.	1.00		m							
DATI TERRENO										
n° strato	Terreno	ΔH strato	H palo	Quota da P.C.	Falda 0=no 1=si	Palo 0=no; 1=si	γt	φ	Nspt	Cu
		(m)	(m)	(m)			(kN/mc)	(°)		(kN/mq)
1	Ghiaia sciolta	0.8	0.8	1.8	1	1	15.0	20	2	0
3	Ghiaia med. add	5.8	6.6	7.6	1	1	18.7	29	14	0
4	Sabbia	3.2	9.8	10.8	1	1	21.6	37	32	0
5	Argilla sabbiosa	3.2	13.0	14.0	1	1	19.0	24		100
6	Argilla sabbiosa	2.0	15.0	16.0	1	0	19.0	24		100
PORTATA LATERALE										
Sabbia e ghiaia con Wright e Reese (1977) - Viggiani (13.20)										
Argilla con metodo α - Viggiani (13.9)										
Strato	Terreno	σv'	σv' a metà strato	s	s max = 2.6Nspt ≤ 130 kN/mq	Sup. laterale palo	S			
		(kN/mq)	(kN/mq)	(kN/mq)	(kN/mq)	(mq)	(kN)			
1	Ghiaia sciolta	9	7	2	5	1.00	2			
3	Ghiaia med. add	59	34	13	36	7.28	97			
4	Sabbia	97	78	41	83	4.02	165			
5	Argilla sabbiosa	125	111	35	0	4.02	141			
6	Argilla sabbiosa	143	134	35	0	0	0			
						TOT	405			
PORTATA ALLA BASE										
Berezantzev et al. (1961) - Viggiani (13.6)										
Strato	Terreno	σv	Nc	p	A palo	P				
		(kN/mq)		(kN/mq)	(mq)	(kN)				
5	Argilla sabbiosa	265	9	1165	0.13	146				

CALCOLO PORTATA LIMITE PALO TRIVELLATO - DPSH2										
Diametro palo	0.4		m							
H media dei pali	13.0		m (desunto dal libretto delle misure)							
Dist. testa palo da p.c.	1.00		m							
DATI TERRENO										
n° strato	Terreno	ΔH strato	H palo	Quota da P.C.	Falda 0=no 1=si	Palo 0=no; 1=si	γt	φ	Nspt	Cu
		(m)	(m)	(m)			(kN/mc)	(°)		(kN/mq)
1	Ghiaia sciolta	1.0	1.0	2.0	1	1	15.0	20	2	0
3	Ghiaia med. add	5.4	6.4	7.4	1	1	19.0	30	15	0
4	Sabbia	3.6	10.0	11.0	1	1	21.0	41	48	0
5	Argilla sabbiosa	3.0	13.0	14.0	1	1	19.0	24		100
6	Argilla sabbiosa	2.0	15.0	16.0	1	0	19.0	24		100
PORTATA LATERALE										
Sabbia e ghiaia con Wright e Reese (1977) - Viggiani (13.20)										
Argilla con metodo α - Viggiani (13.9)										
Strato	Terreno	σv'	σv' a metà strato	s	s max = 2.6Nspt ≤ 130 kN/mq	Sup. laterale palo	S			
		(kN/mq)	(kN/mq)	(kN/mq)	(kN/mq)	(mq)	(kN)			
1	Ghiaia sciolta	10	8	2	5	1.26	2			
3	Ghiaia med. add	59	34	14	39	6.78	94			
4	Sabbia	98	78	48	125	4.52	216			
5	Argilla sabbiosa	125	112	35	0	3.77	132			
6	Argilla sabbiosa	143	134	35	0	0	0			
						TOT	444			
PORTATA ALLA BASE										
Berezantzev et al. (1961) - Viggiani (13.6)										
Strato	Terreno	σv	Nc	p	A palo	P				
		(kN/mq)		(kN/mq)	(mq)	(kN)				
5	Argilla sabbiosa	265	9	1165	0.13	146				

CALCOLO PORTATA LIMITE PALO TRIVELLATO - DPSH3										
Diametro palo	0.4		m							
H media dei pali	13.0		m (desunto dal libretto delle misure)							
Dist. testa palo da p.c.	1.0		m							
DATI TERRENO										
n° strato	Terreno	ΔH strato	H palo	Quota da P.C.	Falda 0=no 1=si	Palo 0=no; 1=si	γ^t	φ	Nspt	Cu
		(m)	(m)	(m)			(kN/mc)	(°)		(kN/mq)
1	Ghiaia sciolta	2.6	2.6	3.6	1	1	16.0	24	6	0
3	Ghiaia med. add	3.6	6.2	7.2	1	1	20.0	33	20	0
4	Sabbia	2.2	8.4	9.4	1	1	22.5	43	53	0
5	Argilla sabbiosa	4.6	13.0	14.0	1	1	19.0	24		100
6	Argilla sabbiosa	2.0	15.0	16.0	1	0	19.0	24		100
PORTATA LATERALE										
Sabbia e ghiaia con Wright e Reese (1977) - Viggiani (13.20)										
Argilla con metodo α - Viggiani (13.9)										
Strato	Terreno	σ_v'	σ_v' a metà strato	s	s max = 2.6Nspt \leq 130 kN/mq	Sup. laterale palo	S			
		(kN/mq)	(kN/mq)	(kN/mq)	(kN/mq)	(mq)	(kN)			
1	Ghiaia sciolta	22	14	4	16	3.27	14			
3	Ghiaia med. add	58	40	18	52	4.52	81			
4	Sabbia	85	71	47	130	2.76	129			
5	Argilla sabbiosa	127	106	35	0	5.78	202			
6	Argilla sabbiosa	145	136	35	0	0	0			
						TOT	426			
PORTATA ALLA BASE										
Berezantzev et al. (1961) - Viggiani (13.6)										
Strato	Terreno	σ_v	Nc	p	A palo	P				
		(kN/mq)		(kN/mq)	(mq)	(kN)				
5	Argilla sabbiosa	267	9	1167	0.13	147				

CALCOLO PORTATA LIMITE PALO TRIVELLATO - DPSH4										
Diametro palo	0.4		m							
H media dei pali	13.0		m (desunto dal libretto delle misure)							
Dist. testa palo da p.c.	1.00		m							
DATI TERRENO										
n° strato	Terreno	ΔH strato	H palo	Quota da P.C.	Falda 0=no 1=si	Palo 0=no; 1=si	γ^t	φ	Nspt	Cu
		(m)	(m)	(m)			(kN/mc)	(°)		(kN/mq)
1	Ghiaia sciolta	1.6	1.6	2.6	1	1	17.0	25	7	0
3	Ghiaia med. add	4.8	6.4	7.4	1	1	20.0	33	22	0
4	Sabbia	3.6	10.0	11.0	1	1	22.3	42	50	0
5	Argilla sabbiosa	3.0	13.0	14.0	1	1	19.0	24		100
6	Argilla sabbiosa	2.0	15.0	16.0	1	0	19.0	24		100
PORTATA LATERALE										
Sabbia e ghiaia con Wright e Reese (1977) - Viggiani (13.20)										
Argilla con metodo α - Viggiani (13.9)										
Strato	Terreno	σ_v'	σ_v' a metà strato	s	s max = 2.6Nspt \leq 130 kN/mq	Sup. laterale palo	S			
		(kN/mq)	(kN/mq)	(kN/mq)	(kN/mq)	(mq)	(kN)			
1	Ghiaia sciolta	18	13	4	18	2.01	8			
3	Ghiaia med. add	66	42	19	57	6.03	116			
4	Sabbia	110	88	56	130	4.52	252			
5	Argilla sabbiosa	137	124	35	0	3.77	132			
6	Argilla sabbiosa	155	146	35	0	0	0			
						TOT	508			
PORTATA ALLA BASE										
Berezantzev et al. (1961) - Viggiani (13.6)										
Strato	Terreno	σ_v	Nc	p	A palo	P				
		(kN/mq)		(kN/mq)	(mq)	(kN)				
5	Argilla sabbiosa	277	9	1177	0.13	148				

CALCOLO PORTATA LIMITE PALO TRIVELLATO - DPSH5										
Diametro palo	0.4		m							
H media dei pali	13.0		m (desunto dal libretto delle misure)							
Dist. testa palo da p.c.	1.00		m							
DATI TERRENO										
n° strato	Terreno	ΔH strato	H palo	Quota da P.C.	Falda 0=no 1=si	Palo 0=no; 1=si	γ^t	φ	Nspt	Cu
		(m)	(m)	(m)			(kN/mc)	(°)		(kN/mq)
1	Ghiaia sciolta	1.0	1.0	2.0	1	1	15.0	21	3	0
3	Ghiaia med. add	5.2	6.2	7.2	1	1	21.0	35	27	0
4	Sabbia	4.8	11.0	12.0	1	1	22.0	41	46	0
5	Argilla sabbiosa	2.0	13.0	14.0	1	1	19.0	24		100
6	Argilla sabbiosa	2.0	15.0	16.0	1	0	19.0	24		100
PORTATA LATERALE										
Sabbia e ghiaia con Wright e Reese (1977) - Viggiani (13.20)										
Argilla con metodo α - Viggiani (13.9)										
Strato	Terreno	σ_v'	σ_v' a metà strato	s	s max = 2.6Nspt ≤ 130 kN/mq	Sup. laterale palo	S			
		(kN/mq)	(kN/mq)	(kN/mq)	(kN/mq)	(mq)	(kN)			
1	Ghiaia sciolta	10	8	2	8	1.26	3			
3	Ghiaia med. add	67	39	19	70	6.53	124			
4	Sabbia	125	96	58	120	6.03	352			
5	Argilla sabbiosa	143	134	35	0	2.51	88			
6	Argilla sabbiosa	161	152	35	0	0	0			
						TOT	566			
PORTATA ALLA BASE										
Berezantzev et al. (1961) - Viggiani (13.6)										
Strato	Terreno	σ_v	Nc	p	A palo	P				
		(kN/mq)		(kN/mq)	(mq)	(kN)				
5	Argilla sabbiosa	283	9	1183	0.13	149				

CALCOLO PORTATA LIMITE PALO TRIVELLATO - DPSH6										
Diametro palo	0.4		m							
H media dei pali	13.0		m (desunto dal libretto delle misure)							
Dist. testa palo da p.c.	1.00		m							
DATI TERRENO										
n° strato	Terreno	ΔH strato	H palo	Quota da P.C.	Falda 0=no 1=si	Palo 0=no; 1=si	γ^t	φ	Nspt	Cu
		(m)	(m)	(m)			(kN/mc)	(°)		(kN/mq)
1	Ghiaia sciolta	2.0	2.0	3.0	1	1	16.5	25	7	0
3	Ghiaia med. add	4.2	6.2	7.2	1	1	19.0	30	15	0
4	Sabbia	4.8	11.0	12.0	1	1	22.1	40	40	0
5	Argilla sabbiosa	2.0	13.0	14.0	1	1	19.0	24		100
6	Argilla sabbiosa	2.0	15.0	16.0	1	0	19.0	24		100
PORTATA LATERALE										
Sabbia e ghiaia con Wright e Reese (1977) - Viggiani (13.20)										
Argilla con metodo α - Viggiani (13.9)										
Strato	Terreno	σ_v'	σ_v' a metà strato	s	s max = 2.6Nspt ≤ 130 kN/mq	Sup. laterale palo	S			
		(kN/mq)	(kN/mq)	(kN/mq)	(kN/mq)	(mq)	(kN)			
1	Ghiaia sciolta	20	13	4	18	2.51	11			
3	Ghiaia med. add	57	38	16	39	5.28	82			
4	Sabbia	115	86	51	104	6.03	306			
5	Argilla sabbiosa	133	124	35	0	2.51	88			
6	Argilla sabbiosa	151	142	35	0	0	0			
						TOT	486			
PORTATA ALLA BASE										
Berezantzev et al. (1961) - Viggiani (13.6)										
Strato	Terreno	σ_v	Nc	p	A palo	P				
		(kN/mq)		(kN/mq)	(mq)	(kN)				
5	Argilla sabbiosa	273	9	1173	0.13	147				

CALCOLO PORTATA LIMITE PALO TRIVELLATO - DPSH7										
Diametro palo	0.4 m									
H media dei pali	13.0 m (desunto dal libretto delle misure)									
Dist. testa palo da p.c.	1.00 m									
DATI TERRENO										
n° strato	Terreno	ΔH strato	H palo	Quota da P.C.	Falda 0=no 1=si	Palo 0=no; 1=si	γ_t	φ	Nspt	Cu
		(m)	(m)	(m)			(kN/mc)	(°)		(kN/mq)
1	Ghiaia sciolta	2.6	2.6	3.6	1	1	15.0	22	4	0
3	Ghiaia med. add	3.6	6.2	7.2	1	1	20.0	30	18	0
4	Sabbia	4.2	10.4	11.4	1	1	22.1	40	42	0
5	Argilla sabbiosa	2.6	13.0	14.0	1	1	19.0	24		100
6	Argilla sabbiosa	2.0	15.0	16.0	1	0	19.0	24		100
PORTATA LATERALE										
Sabbia e ghiaia con Wright e Reese (1977) - Viggiani (13.20)										
Argilla con metodo α - Viggiani (13.9)										
Strato	Terreno	σ_v'	σ_v' a metà strato	s	s max = 2.6Nspt \leq 130 kN/mq	Sup. laterale palo	S			
		(kN/mq)	(kN/mq)	(kN/mq)	(kN/mq)	(mq)	(kN)			
1	Ghiaia sciolta	18	12	3	10	3.27	11			
3	Ghiaia med. add	54	36	15	47	4.52	66			
4	Sabbia	105	79	47	109	5.28	246			
5	Argilla sabbiosa	128	117	35	0	3.27	114			
6	Argilla sabbiosa	146	137	35	0	0	0			
						TOT	437			
PORTATA ALLA BASE										
Berezantzev et al. (1961) - Viggiani (13.6)										
Strato	Terreno	σ_v	Nc	p	A palo	P				
		(kN/mq)		(kN/mq)	(mq)	(kN)				
5	Argilla sabbiosa	268	9	1168	0.13	147				

CALCOLO PORTATA LIMITE PALO TRIVELLATO - S1										
Diametro palo	0.4 m									
H media dei pali	13.0 m (desunto dal libretto delle misure)									
Dist. testa palo da p.c.	1.00 m									
DATI TERRENO										
n° strato	Terreno	ΔH strato	H palo	Quota da P.C.	Falda 0=no 1=si	Palo 0=no; 1=si	γ_t	φ	Nspt	Cu
		(m)	(m)	(m)			(kN/mc)	(°)		(kN/mq)
1	Ghiaia med. add	5.0	5.0	6.0	1	1	21.0	35	25	0
3	Sabbia	6.1	11.1	12.1	1	1	20.0	30	31	0
4	Argilla sabbiosa	1.9	13.0	14.0	1	1	19.0	24		100
5	Argilla sabbiosa	2.0	15.0	16.0	1	0	19.0	24		100
PORTATA LATERALE										
Sabbia e ghiaia con Wright e Reese (1977) - Viggiani (13.20)										
Argilla con metodo α - Viggiani (13.9)										
Strato	Terreno	σ_v'	σ_v' a metà strato	s	s max = 2.6Nspt \leq 130 kN/mq	Sup. laterale palo	S			
		(kN/mq)	(kN/mq)	(kN/mq)	(kN/mq)	(mq)	(kN)			
1	Ghiaia med. add	66	39	19	65	6.28	119			
3	Sabbia	127	97	39	81	7.66	299			
4	Argilla sabbiosa	144	136	35	0	2.39	84			
5	Argilla sabbiosa	162	153	35	0	0	0			
						TOT	501			
PORTATA ALLA BASE										
Berezantzev et al. (1961) - Viggiani (13.6)										
Strato	Terreno	σ_v	Nc	p	A palo	P				
		(kN/mq)		(kN/mq)	(mq)	(kN)				
4	Argilla sabbiosa	284	9	1184	0.13	149				

CALCOLO PORTATA LIMITE PALO TRIVELLATO - S2										
Diametro palo	0.4	m								
H media dei pali	13.0	m	(desunto dal libretto delle misure)							
Dist. testa palo da p.c.	1.00	m								
DATI TERRENO										
n° strato	Terreno	ΔH strato	H palo	Quota da P.C.	Falda 0=no 1=si	Palo 0=no; 1=si	γ_t	φ	Nspt	Cu
		(m)	(m)	(m)			(kN/mc)	(°)		(kN/mq)
1	Ghiaia med. add	6.2	6.2	7.2	1	1	21.0	35	30	0
3	Sabbia	4.2	10.4	11.4	1	1	20.0	30	31	0
4	Argilla sabbiosa	2.6	13.0	14.0	1	1	19.0	24		100
5	Argilla sabbiosa	2.0	15.0	16.0	1	0	19.0	24		100
PORTATA LATERALE										
Sabbia e ghiaia con Wright e Reese (1977) - Viggiani (13.20)										
Argilla con metodo α - Viggiani (13.9)										
Strato	Terreno	σ_v'	σ_v' a metà strato	s	s max = 2.6Nspt ≤ 130 kN/mq	Sup. laterale palo	S			
		(kN/mq)	(kN/mq)	(kN/mq)	(kN/mq)	(mq)	(kN)			
1	Ghiaia med. add	79	45	22	78	7.79	172			
3	Sabbia	121	100	40	81	5.28	214			
4	Argilla sabbiosa	145	133	35	0	3.27	114			
5	Argilla sabbiosa	163	154	35	0	0	0			
						TOT	500			
PORTATA ALLA BASE										
Berezantzev et al. (1961) - Viggiani (13.6)										
Strato	Terreno	σ_v	Nc	p	A palo	P				
		(kN/mq)		(kN/mq)	(mq)	(kN)				
4	Argilla sabbiosa	285	9	1185	0.13	149				

CALCOLO PORTATA LIMITE PALO TRIVELLATO - S3										
Diametro palo	0.4	m								
H media dei pali	11.40	m	(desunto dal libretto delle misure)							
Dist. testa palo da p.c.	1.00	m								
DATI TERRENO										
n° strato	Terreno	ΔH strato	H palo	Quota da P.C.	Falda 0=no 1=si	Palo 0=no; 1=si	γ_t	φ	Nspt	Cu
		(m)	(m)	(m)			(kN/mc)	(°)		(kN/mq)
1	Ghiaia med. add	6.0	6.0	7.0	1	1	21.0	35	30	0
3	Sabbia	4.8	10.8	11.8	1	1	20.0	30	31	0
4	Argilla sabbiosa	2.2	13.0	14.0	1	1	19.0	24		100
5	Argilla sabbiosa	2.0	15.0	16.0	1	0	19.0	24		100
PORTATA LATERALE										
Sabbia e ghiaia con Wright e Reese (1977) - Viggiani (13.20)										
Argilla con metodo α - Viggiani (13.9)										
Strato	Terreno	σ_v'	σ_v' a metà strato	s	s max = 2.6Nspt ≤ 130 kN/mq	Sup. laterale palo	S			
		(kN/mq)	(kN/mq)	(kN/mq)	(kN/mq)	(mq)	(kN)			
1	Ghiaia med. add	77	44	22	78	7.54	163			
3	Sabbia	125	101	41	81	6.03	246			
4	Argilla sabbiosa	145	135	35	0	2.76	97			
5	Argilla sabbiosa	163	154	35	0	0	0			
						TOT	505			
PORTATA ALLA BASE										
Berezantzev et al. (1961) - Viggiani (13.6)										
Strato	Terreno	σ_v	Nc	p	A palo	P				
		(kN/mq)		(kN/mq)	(mq)	(kN)				
4	Argilla sabbiosa	285	9	1185	0.13	149				

Tabella riepilogativa delle resistenze sopra determinate:

CALCOLO RESISTENZE CARATTERISTICHE PALO TRIVELLATO				
			PORTATA PALO	
			Base	Laterale
	n°	Indagine	Qb (kN)	Qs (kN)
	1	DPSH1	146	405
	2	DPSH2	146	444
	3	DPSH3	147	426
	4	DPSH4	148	508
	5	DPSH5	149	566
	6	DPSH6	147	486
	7	DPSH7	147	437
	8	S1	149	501
	9	S2	149	500
	10	S3	149	505
		Valore medio	148	478
		Valore minimo	146	405
FATTORI DI CORRELAZIONE IN FUNZIONE DEL NUMERO DI INDAGINI				
		n≥10	ξ3	1.4
		n≥10	ξ4	1.21

Determinazione delle resistenze caratteristiche:

RESISTENZA CARATTERISTICA ALLA BASE			
	Qb,k	105	kN
	Qb,k	10.5	t
RESISTENZA CARATTERISTICA LATERALE			
	Qs,k	334	kN
	Qs,k	33.4	t

10.1.2 Verifica della portanza delle fondazioni con contributo dei soli pali

	W'	21.5	kN	peso palo immerso		
Approccio 2 (A1+M1+R3)						
	A1		M1	R3		
	Gk	Qk		γ_b	γ_s	Fond.mista
	1.05	1.15	1	1.35	1.15	2.3
	Max peso impalcato sulla pila		4490	kN	G1+G2	fissi
	P.P. pila		1550			
	P.P. zatterone		770	kN	G1	
			6810	kN		
	Carichi da traffico		2330	kN	Q	variabili

Calcolo della resistenza di progetto della palificata:

$$R_d = n (Q_{b,k}/\gamma_b + Q_{s,k}/\gamma_s)$$

$$R_d = \mathbf{7009 \text{ kN}}$$

Calcolo delle azioni sollecitanti di progetto allo SLU:

$$E_d = \gamma_G G_k + \gamma_G n W' + \gamma_Q Q_k$$

$$E_d = \mathbf{10258 \text{ kN}}$$

Confronto della resistenza con le azioni:

$$R/E = \mathbf{0.68} < 1$$

Pertanto la verifica con i soli pali **non** è soddisfatta.

10.1.3 Verifica della portanza delle fondazioni con contributo aggiuntivo dello zatterone oltre a quello dei pali

La determinazione della resistenza di una fondazione mista (plinto più pali) è trattata al punto 6.4.3.3 delle NTC 18.

Per poter considerare anche il contributo offerto dallo zatterone è di fondamentale importanza consolidare il terreno a contatto con la base di appoggio ed eliminare eventuali vuoti nel terreno dovuti alla costipazione del terreno non addensato.

Diametro palo	0.4	m				
n	19		pali presenti sotto ogni pila			
W'	21.5	kN	peso palo immerso			
B plinto	2.00	m				
L equival. Plinto	12.85	m				
A lorda plinto	25.70	mq				
A netta plinto	23.31	mq	A lorda plinto - n A palo			
s γ	0.94	coeff. forma plinto				
s q	1.06	coeff. forma plinto				
Approccio 2 (A1+M1+R3)						
A1		M1	R3			
Gk	Qk		γ_b	γ_s	γ_r	
1.05	1.15	1	1.35	1.15	2.3	
Peso impalcato sulla pila		4490	kN	G1+G2	fissi	
P.P. pila		1550	kN	G1		
P.P. zatterone		770		G1		
		6810	kN			
Carichi accidentali		2330	kN	Q	variabili	

Calcolo della resistenza caratteristica del **plinto**:

n° strato	Terreno	γ_t	φ	$N\gamma$	Nq
		(kN/mc)	(°)		
2	Ghiaia add.	20.0	30	22.4	18.4
Rk,plt = qlim,k * A netta					
qlim,k = 1/2 B γ N γ s γ + Nq σ_v s q				in tensioni totali	
qlim,k =		809 kN/mq		data la presenza	
Rk,plt =		18860 kN		costante della falda	

Calcolo della resistenza caratteristica dei **pali**:

$R_{k,pali} = n (Q_{b,k} + Q_{s,k})$	
$R_{k,pali} =$	8357 kN

Calcolo della resistenza caratteristica della **fondazione mista**:

$R_k = R_{k,plt} + R_{k,pali}$	
$R_k =$	27217 kN

Calcolo della resistenza di progetto della fondazione mista:

$R_d = R_k / \gamma_r$	
$R_d =$	11833 kN

Calcolo delle azioni sollecitanti di progetto allo SLU:

$Ed = \gamma_G G_k + \gamma_G n W' + \gamma_G W_{plinto} + \gamma_Q Q_k$	
$Ed =$	11067 kN

Confronto della resistenza con le azioni:

$R/E =$	1.07	> 1
---------	-------------	-------

Pertanto la verifica della portanza della fondazione considerando il contributo dei pali e dello zatterone è soddisfatta.

10.2 Verifiche allo SLU degli elementi strutturali dell'impalcato

Di seguito si riportano le sezioni dell'impalcato in cui sono state determinate le sollecitazioni massime sulla trave di bordo (trave maggiormente sollecitata):

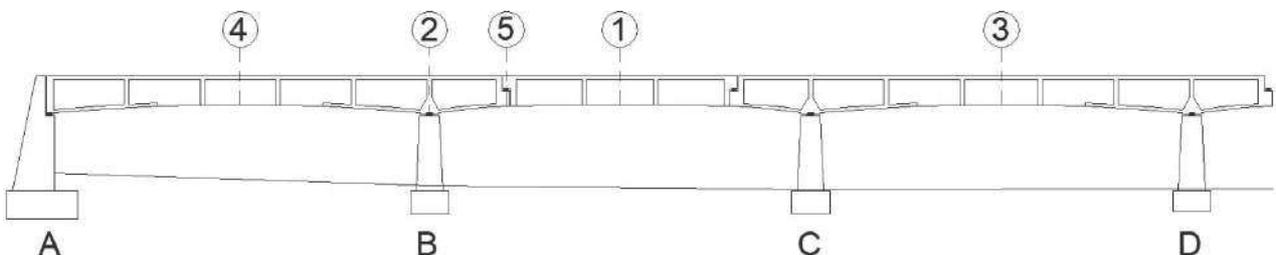


Tabella riepilogativa delle sollecitazioni allo SLU determinate:

Sezione	V	V	M	M
	t	kN	tm	kNm
1	0	0	211	2111
2	111	1110	386	3865
3	19.5	195	404	4040
4	0	0	505	5050
5	63.4	634	0	0

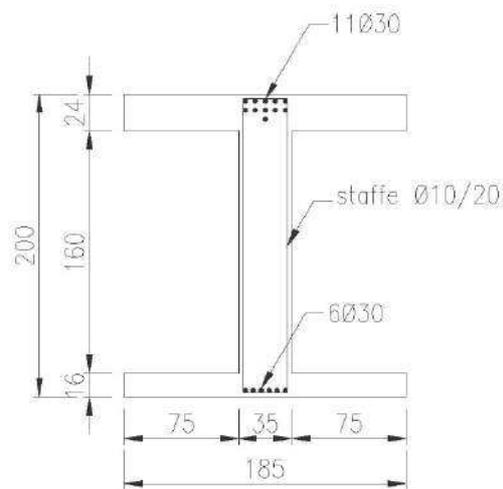
Le sezioni oggetto dei lavori e pertanto oggetto di verifica saranno le nn. 2 – 3 – 4.

VERIFICA SEZIONE n. 1

La sezione n.1 non verrà sottoposta a verifica strutturale in quanto non oggetto dei lavori di messa in sicurezza nel presente progetto, si ritiene opportuno effettuare la verifica quando sarà oggetto di intervento di messa in sicurezza, per il momento si rimanda alle verifiche strutturali svolte nell'anno 2017.

VERIFICA SEZIONE n. 2

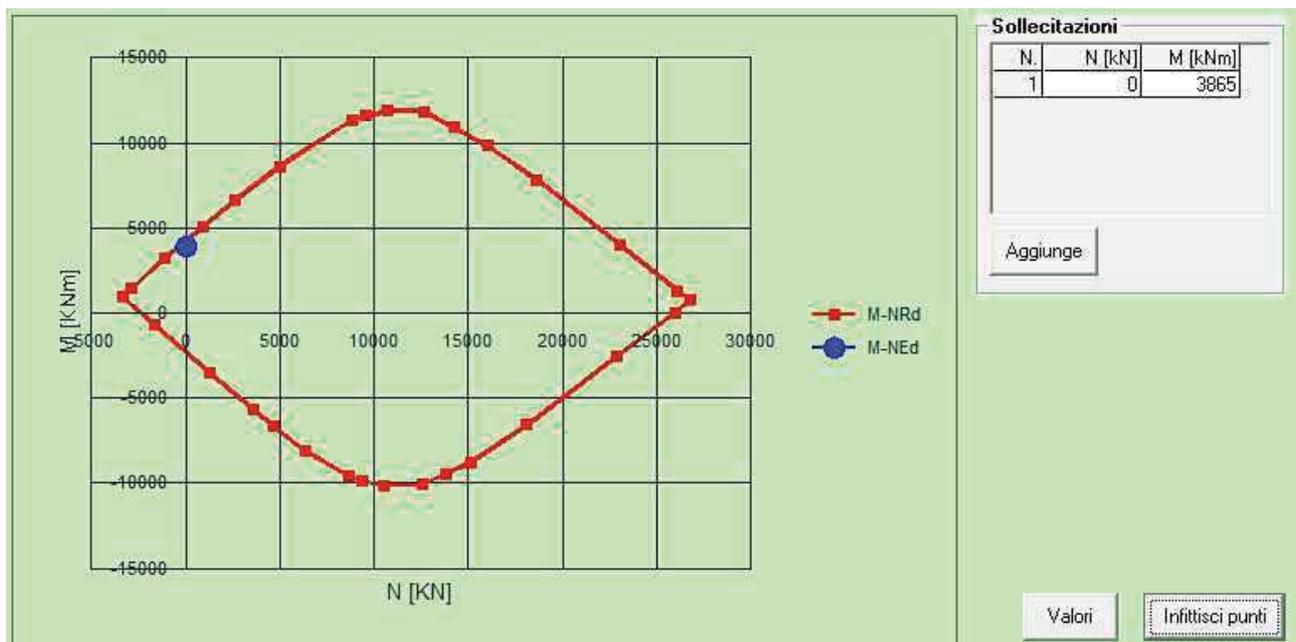
Dagli esecutivi originali la sezione n.2 è armata come mostrato di seguito:



SLU - Verifica a flessione:

Momento sollecitante $M_{sd} = 3865 \text{ kNm}$

Momento resistente $M_{rd} = 4208 \text{ kNm}$



Risulta $M_{sd} < M_{rd}$

Pertanto la verifica a flessione risulta soddisfatta.

SLU - Verifica a taglio:

Taglio sollecitante $V_{sd} = 1110$ kN

Taglio resistente $V_{rd} = 1721$ kN

Verifiche

Taglio

Caratteristiche della sezione

Sezione Rettangolare $b = 35$ cm $h = 200$ cm Dati sezione...

Armature [cm²]

superiore :	77.75	staffe:	3.93 x 2	Dati armatura...	
inferiore :	42.41	parete:	---		
			sagomati:	14.14	Valori minimi

Modalità

Verifica Opzioni

Progetto

Sollecitazioni

$V = 1110$ kN senza segno

Risultati verifica

Sezione verificata

Valori limiti del taglio:

VRd1= 333.4 kN

VRd2= 2832.0 kN

Metodo normale:

VRd2= 2832.0 kN

VRd3= 1721.6 kN

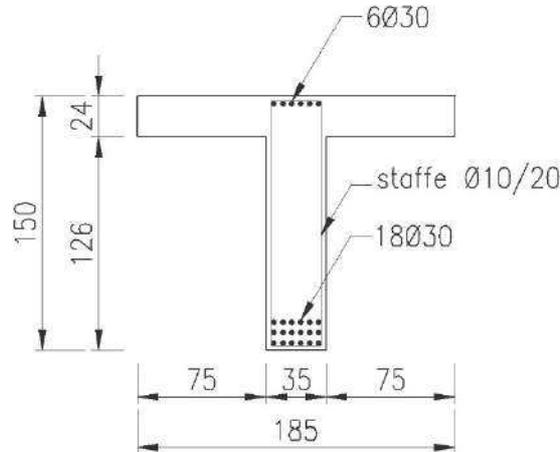
Stampa Chiudi

Risulta $V_{sd} < V_{rd}$

Pertanto la verifica a taglio risulta soddisfatta.

VERIFICA SEZIONE n. 3

Dagli esecutivi originali la sezione n.3 è armata come mostrato di seguito:



Come descritto nei capitoli precedenti tale sezione coincide con la posizione degli scarichi pluviali e le acque meteoriche hanno degradato negli anni sia il primo strato inferiore dei 18Ø30 vale a dire 6Ø30 che le staffe Ø10/20 presenti nell'intorno dello scarico.

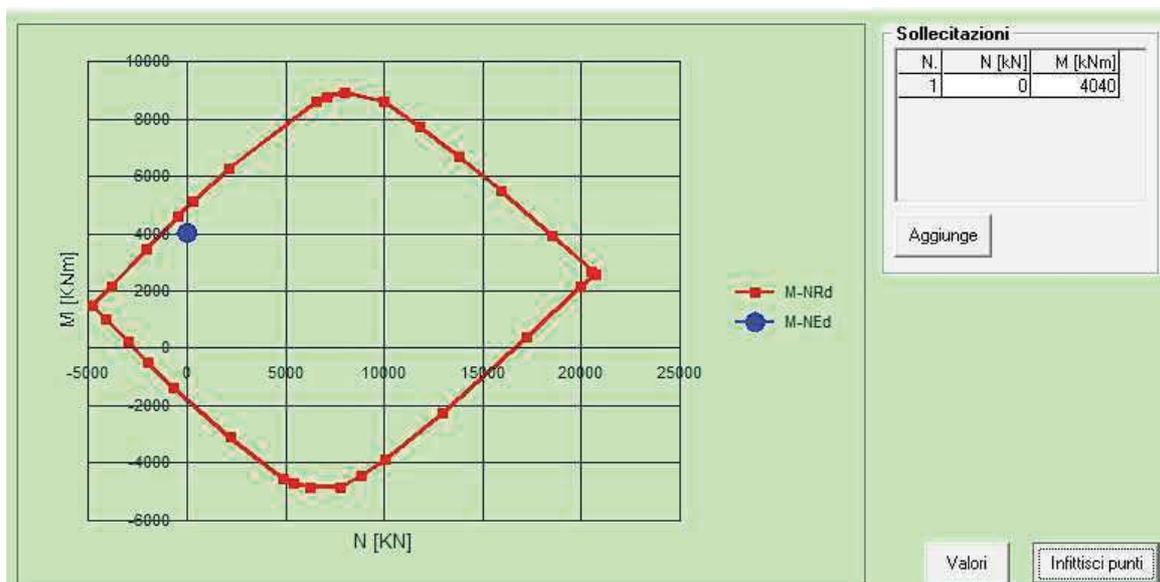
Considerando che la corrosione ha ridotto l'area originaria dei 6Ø30 $A=42.41$ cm² a 6Ø24 $A=27.14$ cm² con un ammanco di area di acciaio all'intradosso pari a $42.41-27.14 = 15.27$ cm² tale quantità sarà reintegrata nel attraverso l'applicazione di un profilo di acciaio dimensioni 30x0.7cm di area $A=21$ cm² maggiore dell'area di acciaio persa con la corrosione. Tale profilo verrà incollato strutturalmente all'intradosso tramite la tecnica del beton plaqué.

Anche le staffe di acciaio diametro Ø10 presenti nell'intorno della mezzeria della trave si presentano degradate per via della corrosione, in tale caso l'acciaio corroso verrà rimpiazzato attraverso il placcaggio ad "U" sulla trave con tessuti in fibra di acciaio galvanizzato.

SLU - Verifica a flessione:

Momento sollecitante $M_{sd} = 4040$ kNm

Momento resistente $M_{rd} = 4897$ kNm (determinato con 18Ø30 all'intradosso)



Risulta $M_{sd} < M_{rd}$

Pertanto la verifica a flessione risulta soddisfatta.

SLU - Verifica a taglio:

Come anticipato la sezione verrà ristrutturata attraverso il placcaggio di fibre in acciaio dalle seguenti caratteristiche:

Area effettiva trefolo 3x2 (5 fili) = 0.538 mmq;

n. trefoli presenti in un centimetro = 1.57

resistenza a trazione di progetto = 1400 Mpa = 1400 N/mmq = 140 kg/mmq = 14000 kg/cmq

pertanto una lunghezza di 20 cm di fibre di acciaio resiste ad una forza di trazione pari a:

A fibre = 0.538mmq x 1.57 x 20 cm = 16.89 mmq di acciaio / 20 cm = 0.1689 cmq di acciaio / 20 cm

F traz. Fibre = 0.1689 cmq x 14000 kg/cmq = 2365 kg

Le staffe in acciaio diametro Ø 10 passo 20 cm presenti nelle travi del ponte resistono ad una forza di trazione pari a:

A Ø10 = 0.79 cmq / 20 cm;

resistenza a trazione di progetto = 283 N/mmq = 2830 kg/cmq

F traz. Staffe = 0.79 cmq x 2830 kg/cmq = 2236 kg

Pertanto

F traz. Fibre = 2365 kg > F traz. Staffe = 2236 kg

È lecito affermare che le staffe sono completamente sostituite dall'applicazione delle fibre in acciaio.

Inoltre essendo i due valori molto prossimi tra loro, a favore di sicurezza, di seguito si riporta la verifica a taglio considerando le staffe integre.

Taglio

Caratteristiche della sezione

Sezione Rettangolare $b = 35 \text{ cm}$ $h = 150 \text{ cm}$ Dati sezione...

Armature [cm²]

superiore :	42.41	staffe:	3.93 x 2	Dati armatura...
inferiore :	127.23	parete:	---	
		sagomati:	---	Valori minimi

Modalità

Verifica Opzioni

Progetto

Sollecitazioni

$V = 195 \text{ kN}$ senza segno

Sezione verificata

Valori limiti del taglio:

$VRd1 = 230.1 \text{ kN}$

$VRd2 = 2109.5 \text{ kN}$

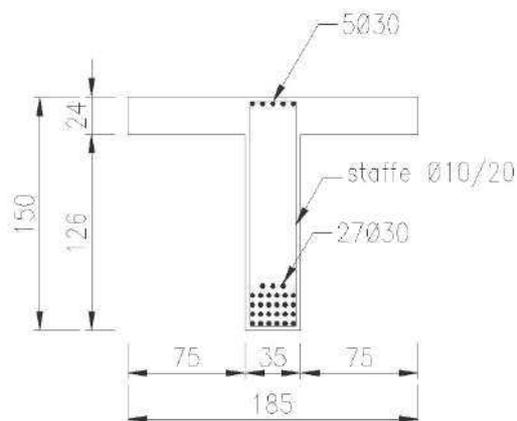
Non occorre armatura (vedi valori minimi)

Risulta $V_{sd} < V_{rd}$

Pertanto la verifica a taglio risulta soddisfatta.

VERIFICA SEZIONE n. 4

Dagli esecutivi originali la sezione n.4 è armata come mostrato di seguito:



Come descritto nei capitoli precedenti tale sezione coincide con la posizione degli scarichi pluviali e le acque meteoriche hanno degradato negli anni sia il primo strato inferiore dei 27Ø30 vale a dire 6Ø30 che le staffe Ø10/20 presenti nell'intorno dello scarico.

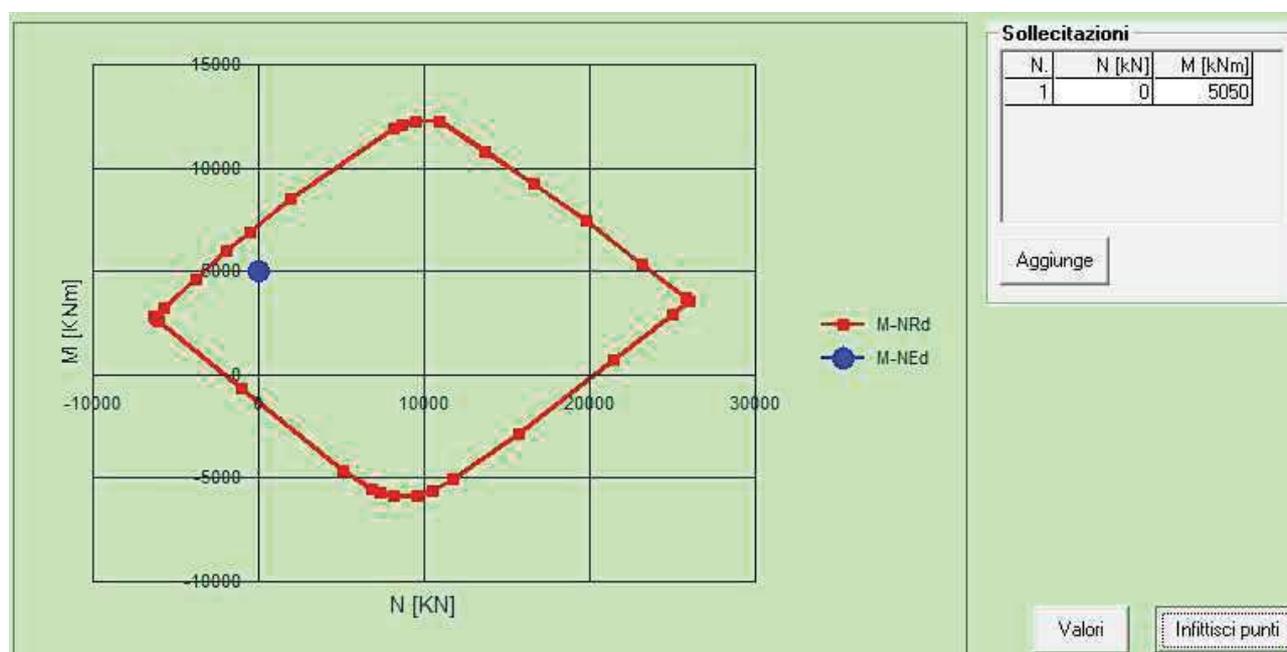
Considerando che la corrosione ha ridotto l'area originaria dei 6Ø30 $A=42.41$ cmq a 6Ø24 $A=27.14$ cmq con un ammanco di area di acciaio all'intradosso pari a $42.41-27.14 = 15.27$ cmq tale quantità sarà reintegrata nel attraverso l'applicazione di un profilo di acciaio dimensioni 30x0.7cm di area $A=21$ cmq maggiore dell'area di acciaio persa con la corrosione. Tale profilo verrà incollato strutturalmente all'intradosso tramite la tecnica del beton plaqué.

Anche le staffe di acciaio diametro Ø10 presenti nell'intorno della mezzeria della trave si presentano degradate per via della corrosione, in tale caso l'acciaio corroso verrà rimpiazzato attraverso il placcaggio ad "U" sulla trave con tessuti in fibra di acciaio galvanizzato.

SLU - Verifica a flessione:

Momento sollecitante $M_{sd} = 5050$ kNm

Momento resistente $M_{rd} = 7296$ kNm (determinato con 27Ø30 all'intradosso)



Risulta $M_{sd} < M_{rd}$

Pertanto la verifica a flessione risulta soddisfatta.

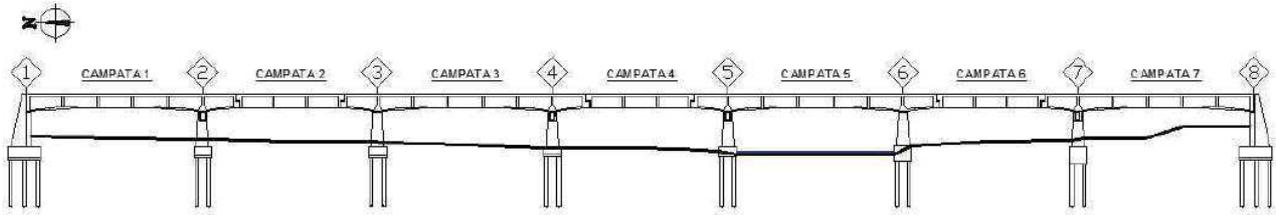
SLU - Verifica a taglio:

Come per la verifica della sezione n.3 anche in questo caso la verifica al taglio si ritiene ampiamente soddisfatta.

VERIFICA SEZIONE n. 5

La sezione n.5 non verrà sottoposta a verifica strutturale in quanto non oggetto dei lavori di messa in sicurezza nel presente progetto, si ritiene opportuno effettuare la verifica quando sarà oggetto di intervento di messa in sicurezza, per il momento si rimanda alle verifiche strutturali svolte nell'anno 2017.

11 CONCLUSIONI



Il ponte sul lungomare Alcide De Gasperi sul torrente Tesino è un'opera realizzata negli anni 1960 al 1961 e collaudata nel 1962, essa è composta da n. 7 campate di lunghezza ciascuna pari a 20 m per una lunghezza totale pari a 140 m ed un impalcato avente una carreggiata di larghezza pari a 10.5 m e n. 2 marciapiedi laterali a sbalzo di larghezza pari a 1.5 m.

La struttura è realizzata completamente in cemento armato con n.4 travi parallele ad interasse 3,5 m che sostengono l'impalcato irrigidito da traversi posti ad interasse pari a circa 4 m.

L'impalcato che corre ad una altezza dall'alveo del fiume variabile tra i 3 m e i 5 m circa, è sorretto da n. 6 pile ciascuna lunga quanto la carreggiata.

Ogni pila è fondata su n. 19 pali trivellati in c.a. di lunghezza pari a 13m oltre lo zatterone di fondazione.

La struttura non è stata mai oggetto di manutenzione straordinaria né tantomeno ordinaria pertanto come è lecito attendersi in un'opera in c.a. situata nei pressi della costa il calcestruzzo presenta zone degradate in molti punti.

Altro punto che ha meritato attenzione è stata la portanza delle fondazioni in quanto seppur non presentando evidenti segni di cedimenti è stato doveroso eseguire indagini conoscitive approfondite sia per la verifica della presenza dei pali, della loro fattura, del loro posizionamento e soprattutto del loro stato di conservazione attuale. Le indagini in fondazione hanno dato esito positivo per quanto riguarda il carattere strutturale.

Punto debole delle fondazioni è risultato essere la scarsa resistenza dei pali ai carichi verticali dovuta al tipo di terreno nel quale sono immersi; pertanto al fine del soddisfacimento della portanza si è dovuto ricorrere anche al contributo offerto dallo zatterone di fondazione.

La presenza di uno strato di ghiaia scarsamente consolidata sotto lo zatterone di fondazione ha costretto lo scrivente ad intervenire con opere di consolidamento ed intasamento dello strato di ghiaia poco consolidato.

Sulle pile si interverrà con opere di riprofilatura perlopiù localizzate con le quali verrà ricostituito il calcestruzzo ammalorato restituendo alle stesse le caratteristiche meccaniche originarie.

Gli elementi in acciaio di appoggio presenti tra la sommità delle pile e la base delle travi dell'impalcato saranno sottoposte a trattamento di sabbiatura e pittura antiossidante.

Le travi e traversi delle campate n. 1 – 3 – 5 – 7 verranno sottoposte a risanamento del calcestruzzo ammalorato, rinforzo delle travi sia a flessione che a taglio nella mezzeria e ciclo di pittura protettiva ai microsilicati.

Il ponte è stato originariamente progettato e classificato come ponte di 2^a categoria pertanto l'asse più pesante ammesso al transito è di 12 t su una lunghezza di 6 m, corrispondente al carico isolato di 18 t (6 t asse anteriore + 12 t asse posteriore) del rullo compressore dello schema 2 delle Norme 1962, in alternativa è ammesso al transito una colonna indefinita di autocarri da 12 t (4 t asse anteriore + 8 t asse posteriore) su una lunghezza di 6 m dello schema 1 delle Norme 1962.

Il fatto che, nel presente intervento e in quello futuro (2° intervento ancora da progettare), siano soddisfatte le verifiche svolte secondo i carichi e le metodologie previste dalle attuali NTC 18 equivale a dire che il ponte mostra un coefficiente di sicurezza superiore a quello supposto ai tempi della sua progettazione ma al tempo stesso resta ben inteso che i carichi ammessi al transito non possono essere diversi da quelli previsti dal progetto originario.

Grottammare 24/10/2022

Ing. Fabio Carminucci

