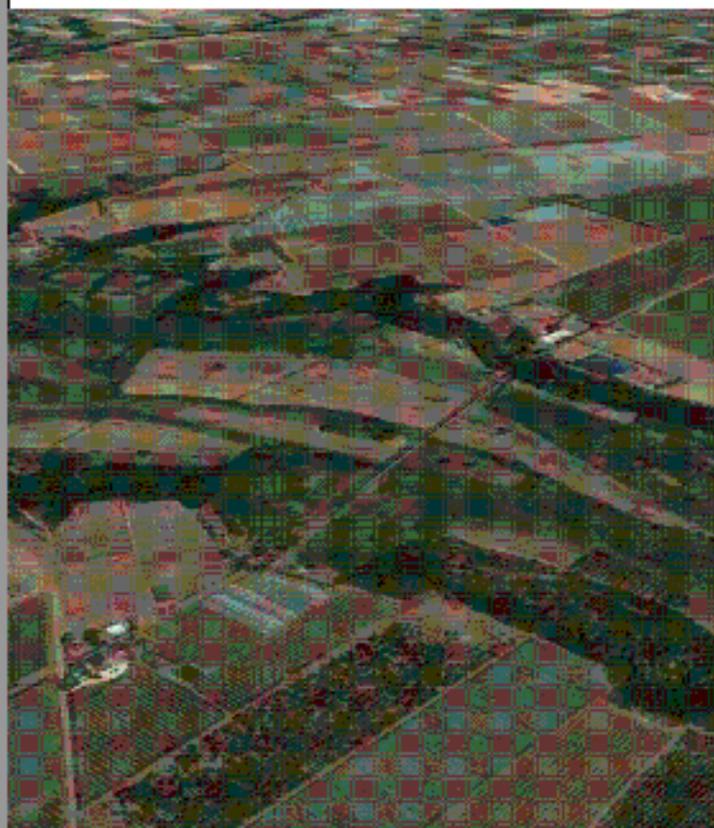


# CONSORZIO DI BONIFICA STORNARA E TARA

viale Magna Grecia, 240 - 74121 TARANTO

PROGETTO DI FATTIBILITA' TECNICO-ECONOMICA DI RIPRISTINO DEL  
"PONTE TUBO DELL'IMPIANTO IRRIGUO CONSORTILE SX BRADANO  
UBICATO IN ATTRAVERSAMENTO NELLA LAMA DI LATERZA"  
NEL COMUNE DI CASTELLANETA (TA)  
CIG ZE320C0FE5



**Capogruppo R.T.P.**

ing. Francesco LASIGNA  
via del Mercato, 40/E - 74011 CASTELLANETA

**Mandatari R.T.P.**

ing. Giuseppe CARLUCCI  
via lago di Molveno, 7 - 74121 TARANTO

dott. geol. Antonio TRAMONTE  
via Vittorio Veneto, 134 - 74016 MASSAFRA

**R.U.P. Consorzio di Bonifica**

ing. Santo CALASSO

**ELABORATO**

**DATA**

**SCALA**

**ALLEGATO**

*Relazione illustrativa generale*

07/2018

R.1

**AGGIORNAMENTO**

**DATA**

**DESCRIZIONE**

AGGIORNAMENTO	DATA	DESCRIZIONE

A termini di legge, è riservata la proprietà del presente documento con divieto di riproduzione o di renderlo comunque noto a terzi senza autorizzazione degli autori

## INDICE

1.	<u>Premessa</u>	<u>pag.</u>	<u>2</u>
2.	<u>Indagini preliminari e sopralluoghi</u>	<u>pag.</u>	<u>3</u>
3.	<u>Livello di Conoscenza e Fattore di Confidenza</u>	<u>pag.</u>	<u>11</u>
4.	<u>Definizione della categoria di intervento</u>	<u>pag.</u>	<u>12</u>
5.	<u>Quadro normativo</u>	<u>pag.</u>	<u>13</u>
6.	<u>Rischio sismico</u>	<u>pag.</u>	<u>14</u>
7.	<u>Azione del vento</u>	<u>pag.</u>	<u>18</u>
8.	<u>Carichi agenti</u>	<u>pag.</u>	<u>19</u>
9.	<u>Caratterizzazione dei materiali</u>	<u>pag.</u>	<u>20</u>
10.	<u>Criticità rilevate nel progetto originario</u>	<u>pag.</u>	<u>22</u>
11.	<u>Prove di carico effettuate in sede di collaudo</u>	<u>pag.</u>	<u>25</u>
12.	<u>Misurazione dei cedimenti e delle frecce</u>	<u>pag.</u>	<u>26</u>
13.	<u>Modellazione della struttura ai fini della valutazione delle resistenze</u>	<u>pag.</u>	<u>29</u>
14.	<u>Analisi critica dei risultati dello stato di fatto del progetto originario</u>	<u>pag.</u>	<u>37</u>
15.	<u>Analisi critica dei risultati dello stato di fatto del progetto originario con azione sismica</u>	<u>pag.</u>	<u>38</u>
16.	<u>Ipotesi di intervento di adeguamento</u>	<u>pag.</u>	<u>39</u>
17.	<u>Analisi strutturale di adeguamento</u>	<u>pag.</u>	<u>41</u>
18.	<u>Indagini geologiche e geotecniche</u>	<u>pag.</u>	<u>46</u>
19.	<u>Conclusioni</u>	<u>pag.</u>	<u>48</u>

## 1. Premessa

Il Ponte-Tubo dell'impianto irriguo consortile in sinistra Bradano ubicato nella Lama di Laterza faceva parte dei più ampi lavori di costruzione delle opere di attraversamento inerenti il "Canale adduttore e rete irrigua di distribuzione tra i fiumi Lato e Lenne: lavori di utilizzazione delle acque del serbatoio San Giuliano in sinistra Bradano III Lotto" (Progetto A.C. 6298/2).

Il ponte è sito nel Comune di Castellaneta a cavallo dei Fogli Catastali 101 e 108 e venne realizzato tra il 14.09.1970 (data di consegna dei lavori) e il 05.08.1972 (data di ultimazione).

Il progetto principale venne redatto dall'ing. Dino Malossi in data 25.11.1966 e ne venne aggiudicata l'esecuzione per un importo contrattuale di £ 379.209.600 all'impresa C.C.C. S.p.A. (Cantieri Costruzioni Cemento) di Musile di Piave (Venezia).

L'aggiudicazione della gara avvenne per Appalto-Concorso a licitazione privata con Delibera della Cassa per il Mezzogiorno n. 1602/B del 08.05.1970 e prevedeva un tempo di esecuzione di 8 mesi.

Il contratto d'appalto n. 297 venne firmato in data 25.11.1970 e registrato in data 07.12.1970 al Repertorio n. 0907 mod. III-ter vol. 33.

IL progetto esecutivo venne redatto dai tecnici della C.C.C. S.p.A. con la collaborazione dell'ing. Giorgio Romaro, per il progetto generale e le opere idrauliche, degli ingg. Simoncello e Bocchi, per le opere in cemento armato, e la consulenza del prof. ing. Pietro Colombo per gli aspetti geologici e geotecnici.

La Direzione dei lavori venne affidata all'ing. Michele Crispo del Consorzio di Bonifica Stornara e Tara assistito, per gli aspetti contabili, dal geom. Aristide Tucci.

Lo Stato Finale venne redatto per un ammontare complessivo di £ 401.530.056 e il Collaudo Tecnico-Amministrativo si concluse, con esito positivo, in data 15.09.1973.

I collaudatori furono l'ing. Antonio Dudan del Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici e l'ing. Tommaso Gazzolo Ispettore Generale del Genio Civile.

Decorsi ormai quasi 50 anni dalla realizzazione del Ponte-Tubo, peraltro senza che fossero state effettuate particolari opere di manutenzione, il Consorzio di Bonifica Stornara e Tara di Taranto, constatata un'avanzata e progressiva condizione di degrado, già nell'estate del 2017 si è attivato per monitorare le condizioni di stabilità generale attraverso una campagna di indagini sulla residua consistenza e resistenza dei materiali strutturali.

L'esito di tali indagini, di cui più dettagliatamente si riferirà in seguito, hanno portato il Servizio Tecnico del Consorzio di Bonifica alla determinazione di intervenire con celerità per valutare la fattibilità di un ripristino delle condizioni di sicurezza strutturale del Ponte-Tubo.

Con Delibera del Commissario Straordinario del Consorzio di Bonifica Stornara e Tara n. 68 del 06.03.2018 è stato incaricato della redazione del progetto di fattibilità tecnico-economica per il ripristino del *"Ponte tubo dell'impianto irriguo consortile Sx Bradano ubicato in attraversamento della Lama di Laterza"* (Servizio CPV 71310000-4 Servizi di consulenza di ingegneria strutturale e 71322300-4 Servizi di progettazione ponti) il Raggruppamento Temporaneo di Professionisti costituito dall'ing. Francesco Lasigna di Castellaneta (capogruppo), l'ing. Giuseppe Carlucci di Taranto e il dott. geol. Antonio Tramonte di Massafra.

La Convenzione di incarico tra il Consorzio di Bonifica e il Raggruppamento Temporaneo di Professionisti è stata stipulata in data 04.05.2018 (Repertorio n. 1068) e prevedeva il termine di 90 giorni per la consegna degli elaborati progettuali.

## 2. Indagini preliminari e sopralluoghi

Il primo sopralluogo, di carattere puramente conoscitivo, venne effettuato dai sottoscritti in data 03.04.2018 e si constatò che le problematiche evidenziate al Consorzio di Bonifica dalla Polizia Municipale di Castellaneta con nota n. 2594 del 28.04.2017 erano sostanzialmente corrette pur non paventandosi un immediato pericolo derivante dalla dichiarata precaria stabilità del Ponte-Tubo.

Tuttavia appariva evidente, a vista, uno stato di degrado complessivo del ponte che destava legittimi timori e la necessità di adeguati interventi di consolidamento in tempi non eccessivamente lunghi.

In particolare erano evidenti alcune perdite di acqua dalla tubazione, un forte ammaloramento del copriferro di molte delle pile di sostegno, un quadro deformativo e fessurativo delle travi di impalcato di discreto impatto visivo oltre al generale degrado dei copriferri di quasi tutti i pulvini e delle selle di appoggio della tubazione.

Per opportuna documentazione si riportano nel seguito alcune delle fotografie eseguite in quella occasione.

Segnalata la perdita di acqua dalla tubazione il Servizio Tecnico del Consorzio è intervenuto in tempi brevissimi a rinserrare i giunti della tubazione non solo per ripristinarne la piena funzionalità ma anche per evitare che si instaurassero nuovi e più preoccupanti danni alla struttura che, in quel punto in particolare, si presentava particolarmente degradata.



Vista d'assieme del Ponte-Tubo dal lato Laterza  
(03.04.2018)



Degrado del copriferro di una pila di sostegno del Ponte-Tubo  
(03.04.2018)



Perdita dalla tubazione e degrado del copriferro dei pulvini  
(03.04.2018)



Degrado del copriferro dei pulvini con armatura tranciata  
(03.04.2018)



Degrado del copriferro delle travi di impalcato con evidenti segni di  
deformazione e fessurazione da taglio  
(03.04.2018)



Fessura di distacco per ripresa di getto su una pila del versante di Laterza  
(03.04.2018)



Degrado del calcestruzzo superficiale di una pila per dilavamento  
(03.04.2018)



Degrado del copriferro delle selle d'appoggio della tubazione  
(03.04.2018)

Lo scenario generale manifestava in pieno le carenze di manutenzione e la vetustà complessiva, sia tecnologica che costruttiva, dell'epoca di costruzione.

In particolare appariva evidente la presenza nelle pile di un calcestruzzo, a base calcarea, di modesta qualità e l'aggressione, sempre sul calcestruzzo delle pile, dei fenomeni alluvionali più o meno recenti, in particolare quello dell'ottobre 2013, di elevata intensità.

Anche se non evidenti a vista bisogna, poi, ricordare i dissesti indotti dagli eventi sismici che, se pure non rilasciano nella zona elevate quantità di energia, hanno comunque provocato sollecitazioni, che in seguito vedremo non essere state valutate in sede progettuale, e che sono stati dal 1970 ad oggi particolarmente intensi e con epicentri a distanze inferiori a 150 km (si pensi, per tutti, al terremoto dell'Irpinia del 23.11.1980).

Dopo il conferimento dell'incarico i sottoscritti hanno effettuato numerosi ulteriori sopralluoghi:

- a) per la valutazione delle caratteristiche dei materiali;
- b) per l'effettuazione dei rilievi plano-altimetrici;
- c) per la valutazione delle caratteristiche del sottosuolo;
- d) per le indagini GeoRadar;
- e) per le indagini sismiche a rifrazione;
- f) per la misurazione dei cedimenti fondali e delle frecce di inflessione.

In particolare è stato molto significativo il sopralluogo del 15.06.2018 in cui, misurando i cedimenti fondali e le frecce di inflessione delle travi di impalcato, si è potuta constatare una problematica di non facile interpretazione di cui si dirà appresso in dettaglio (cfr. paragrafo 12) e che, probabilmente, attiene ad un difetto di esecuzione dell'opera che, se pure non inficia la staticità complessiva, è stata oggetto di approfondita indagine.

Si riportano nel seguito, per opportuna documentazione, alcune delle fotografie eseguite in quest'ultima occasione.



Evidenti segni di notevole freccia di inflessione su due campate  
(15.06.2018)



Distacchi profondi della base inferiore dei pulvini  
(15.06.2018)



Vista d'assieme del Ponte-Tubo dal lato Castellaneta  
(15.06.2018)

Per altro verso sono state effettuate anche ricerche documentali presso gli archivi del Consorzio di Bonifica. Bisogna rilevare con piacere che la documentazione ritrovata presso l'archivio è ben ordinata, completa, in ottimo stato di conservazione sia per quanto concerne gli originali che le copie, nonostante le tecniche di riproduzione fotostatica e eliografica di quegli anni non fossero particolarmente durevoli.

Sono stati ritrovati e consultati i seguenti documenti dei quali, di alcuni, se ne è fatta copia:

- a) Atti di gara;
- b) Relazioni di progetto e consulenza;
- c) Indagini geologiche;
- d) Elaborati grafici progettuali;
- e) Atti di contabilità;
- f) Relazioni sulle prove di carico;
- g) Atto di collaudo.

Inoltre, sono stati consegnati ai sottoscritti i report della campagna di indagini sui materiali (conglomerato cementizio e barre in acciaio di armatura) condotte nel luglio 2017 sotto la Direzione dei Lavori dell'ing. Mario Tardugno del Consorzio di Bonifica dal Laboratorio Tecnologico Matera S.r.l.

### **3. Livello di Conoscenza e Fattore di Confidenza (ai sensi dei punti 8.2, 8.5.4 e 8.7.2 del D.M. 17.01.2018 Norme Tecniche per le Costruzioni)**

Le nuove Norme Tecniche per le Costruzioni approvate con D.M. 17.01.2018 entrate in vigore il 22.03.2018 obbligano, nel caso di interventi su costruzioni esistenti, a definire il Livello di Conoscenza a cui si è giunti tramite disamina documentale e prove sui materiali.

Definito il Livello di Conoscenza acquisito scaturisce il Fattore di Confidenza con cui valutare le prestazioni dei materiali e i metodi di analisi strutturale da condurre ai fini del miglioramento o dell'adeguamento della struttura in termini di: Resistenza Meccanica, Stabilità, Durabilità, Vulnerabilità e

Robustness sia dei singoli elementi isolatamente presi in conto che nell'insieme in termini di prestazioni attese.

Considerato che:

- a) la documentazione storica acquisita presso il Consorzio di Bonifica è stata più che sufficiente a definire l'opera in tutti i suoi dettagli sia progettuali che di tempi e modalità di esecuzione;
- b) che i rilievi eseguiti hanno confermato tutte le dimensioni e le caratteristiche morfologiche dell'opera con particolare riguardo alle dimensioni delle sezioni resistenti e alla disposizione delle armature;
- c) è stata acquisita una sufficiente conoscenza degli eventi storici ambientali (in particolare sismici e meteo-climatici) degli ultimi 100 anni che hanno coinvolto il sito;
- d) che i riscontri effettuati sulla caratterizzazione dei materiali utilizzati e sul loro attuale stato di conservazione ed efficienza, pur nei limiti di uno studio di prefattibilità, sono stati sostanzialmente coerenti tra di loro e con le ipotesi progettuali di partenza;

si può affermare che il **Livello di Conoscenza** acquisito sia di categoria LC2 che comporta un **Fattore di Confidenza** di riduzione delle caratteristiche dei materiali pari a 1,20.

#### **4. Definizione della categoria di intervento (ai sensi dei punti 8.4 e 8.4.3 del D.M. 17.01.2018 Norme Tecniche per le Costruzioni)**

Si richiama, inoltre, il punto 8.4 delle NTC che individua tre categorie di intervento possibili sulle costruzioni esistenti.

Il primo livello di intervento è quello di "*Riparazione o locale*" che, però, non si può applicare al caso in questione poiché si prevede di intervenire sul complesso dell'opera che, per le condizioni in cui si trova, non consente interventi locali particolarmente efficaci.

La seconda categoria di intervento, definita di

*“Miglioramento”*, è quella di mettere in atto una serie complessa di interventi su tutta l’opera che siano in grado di garantire un aumento della sicurezza strutturale dell’opera pur senza raggiungere i livelli di sicurezza prescritti per nuove opere.

Gli interventi di *“Adeguamento”*, ovvero di terza categoria, sono, indubbiamente, quelli più complessi ma consentono di aumentare la sicurezza strutturale preesistente al fine di conseguire un livello di sicurezza fissato per una variazione di Classe d’uso da II, quale quella attuale, alla Classe d’uso III, quella che si intende raggiungere in considerazione del fatto che una interruzione di esercizio del Ponte-Tubo può provocare situazioni di emergenza.

Il passaggio alla Classe d’uso III consente, altresì, di estendere la Vita Nominale dell’opera dai 50 anni a un Periodo di Riferimento per le azioni sismiche di 75 anni a tutto vantaggio del rapporto costi/benefici e valutare la vulnerabilità sismica dello Stato post-intervento di 100 anni di Vita Nominale sia per lo Stato Limite di Salvaguardia della Vita che dello Stato Limite di Danno.

Tutte queste considerazioni e l’analisi di tutti dati disponibili hanno portato a stabilire e determinare come più vantaggioso economicamente, per il caso in questione, di procedere ad un intervento di *“Adeguamento”* poiché la tipologia di interventi prevista, che in seguito si illustrerà, consente facilmente di raggiungere i parametri richiesti dall’adeguamento piuttosto quelli previsti da un intervento di *“Miglioramento”* che comporta costi e impegni lavorativi simili senza ottenere analoghi vantaggi.

## 5. Quadro normativo

E’ necessario premettere quello che era il quadro normativo tecnico all’epoca di redazione del progetto e, poi, di redazione del progetto esecutivo e successiva realizzazione per raffrontarlo con quello attuale di intervento.

All’epoca di redazione del progetto iniziale (25.11.1966) le norme tecniche cui fare riferimento erano sostanzialmente:

- a) R.D.L. 25.03.1933 n. 1213 “Norme per l’accettazione dei

leganti idraulici e per l'esecuzione delle opere in conglomerato armato”;

- b) R.DD.L. 16.11.1939 n. 2228 e n. 2229 “Norme per l'accettazione dei leganti idraulici”;
- c) Circolare Ministeriale 05.05.1966 n. 2136 “Istruzioni sull'impiego delle tubazioni in acciaio saldate nella costruzione di acquedotti”.

Successivamente, in sede di redazione del progetto esecutivo finale del 07.10.1970, erano intervenute le seguenti nuove normative:

- a) Circolare Ministeriale 06.11.1967 n. 3797 “Istruzioni per il progetto, esecuzione e collaudo delle fondazioni”;
- b) Circolare Ministeriale 11.08.1969 n. 6090 “Norme per la progettazione, il calcolo e il collaudo di costruzioni con strutture prefabbricate in zone asismiche e sismiche”.

Nel progetto, sia in quello iniziale del 25.11.1966 che in quello esecutivo nelle due versioni del 31.10.1969 e 07.10.1970, di tutto questo quadro normativo di riferimento non c'è cenno alcuno e, del resto, non essendo entrata ancora in vigore la Legge 05.11.1971 n. 1086 “Norme per la disciplina delle opere in cemento armato, normale e precompresso ed a struttura metallica” era prassi comune operare nelle calcolazioni seguendo criteri fissati dal progettista con coefficienti di sicurezza e disposizioni prescrittive da lui stesso valutate e determinate.

Le calcolazioni eseguite in questo progetto di prefattibilità, ovviamente, fanno riferimento esclusivamente alle NTC 2018 e, per quanto riguarda l'analisi dello stato di fatto all'epoca di progetto, si è adottato il metodo alle “Tensioni Ammissibili” con Fattore di Confidenza, come già precisato, pari a 1,20.

## 6. Rischio sismico

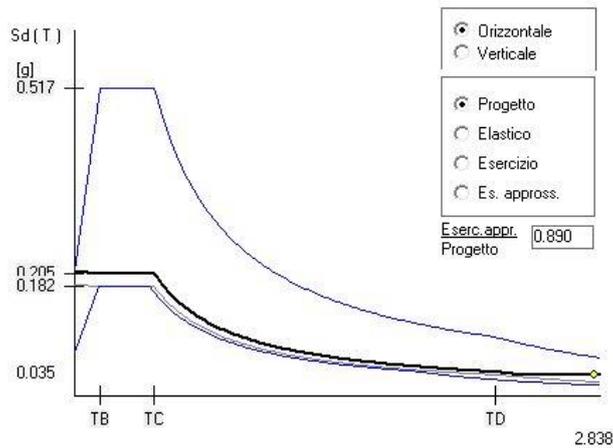
Il 20.03.2003 con Ordinanza del Presidente del Consiglio dei Ministri n. 3274 e ss. mm. e i. il Comune di Castellaneta venne dichiarato sismico di III Categoria (prescrizione recepita con Delibera della Giunta della Regione Puglia n. 153 del 02.03.2004).

Tale classificazione, di fatto, oggi è puramente indicativa ed ha valore solo per gli aspetti amministrativi. Infatti già le Norme Tecniche per le Costruzioni del 14.01.2008 che quelle appena entrate in vigore del 17.01.2018 impongono la valutazione puntuale dei valori di accelerazione sismica e dei relativi parametri di rischio sulla base della interpolazione dei dati sul reticolo della mappa di pericolosità sismica redatta dall'Istituto Nazionale di Geofisica e Vulcanologia e allegata alle NTC.

Per l'opera in esame sono stati fissati i parametri riportati nella seguente tabella prendendo come coordinate di riferimento quelle del baricentro dell'intera opera che si sviluppa per circa 410 metri in direzione Sud-Ovest (lato Laterza) Nord-Est (lato Castellaneta) con angolo di deviazione dal Nord di 48,2° Est.

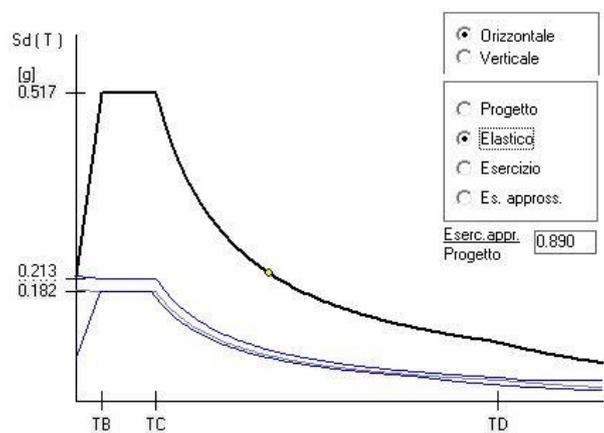
Latitudine	<b>40,5354°</b>		
Longitudine	<b>16,9135°</b>		
Categoria di sottosuolo	<b>Tipo B</b> (Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa o terreni a grana fine molto consistenti: velocità equivalente delle onde di taglio comprese tra 360 m/s e 800 m/s)		
Categoria topografica	<b>T1 S<sub>T</sub> = 1,0</b> (Pianeggiante o con pendii e rilievi isolati con inclinazione media ≤ 15°)		
Fattore di comportamento per azioni verticali	<b>q = 1,50</b>		
Fattore di comportamento per azioni orizzontali	<b>q = 2,52</b> (q <sub>0</sub> = 3,15 -strutture a telaio, a pareti accoppiate, miste-; K <sub>R</sub> = 0,80 -edifici non regolari in altezza-; Classe di duttilità B -bassa-; rapporto α <sub>u</sub> /α <sub>1</sub> = 1,1 -altre strutture a pareti non accoppiate-; K <sub>w</sub> = 1,0)		
Vita Nominale dell'opera	<b>V<sub>N</sub> = 50 anni</b>		
Coefficiente d'uso	<b>C<sub>u</sub> = 1,5</b> (Classe d'uso III)		
Coefficiente di smorzamento viscoso	<b>ζ = 5 %</b>		
Vulnerabilità sismica pre-intervento	<b>SLV</b>	T <sub>RIT</sub> = 711 anni	a <sub>g</sub> = 1,7413
	<b>SLD</b>	T <sub>RIT</sub> = 75 anni	a <sub>g</sub> = 0,5994
Vulnerabilità sismica post-intervento	<b>SLV</b>	T <sub>RIT</sub> = 1423 anni	a <sub>g</sub> = 2,2255
	<b>SLD</b>	T <sub>RIT</sub> = 150 anni	a <sub>g</sub> = 0,8749

Si riportano di seguito gli spettri sismici conseguenti.



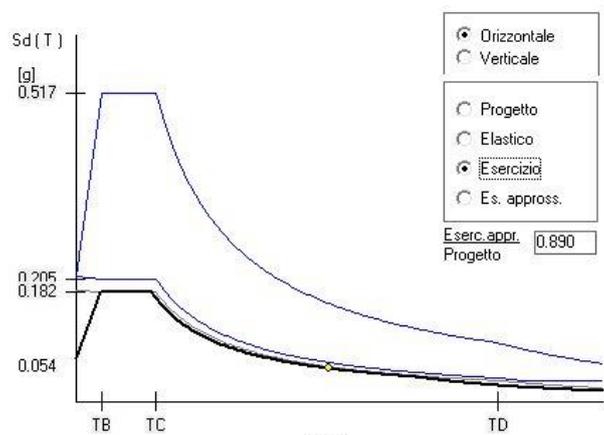
$a_g$	$F_o$	S	$T_c^*$	$T_B$	$T_C$	$T_D$	T [sec]
1.7413	2.472	1.200	0.313	0.145	0.434	2.297	(Progetto)
0.5994	2.536	1.200	0.292	0.137	0.411	1.840	(Esercizio)

**Spettro orizzontale di Progetto**



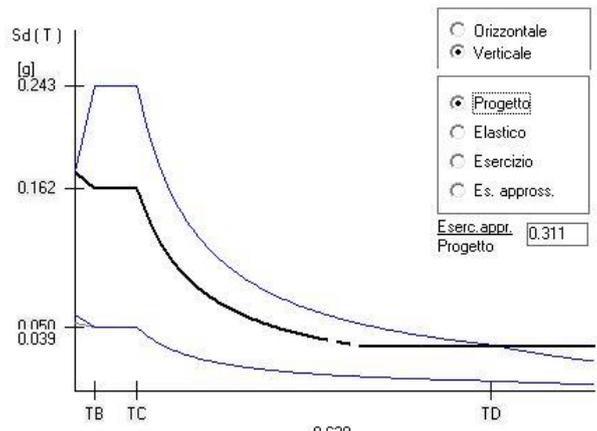
$a_g$	$F_o$	S	$T_c^*$	$T_B$	$T_C$	$T_D$	T [sec]
1.7413	2.472	1.200	0.313	0.145	0.434	2.297	(Progetto)
0.5994	2.536	1.200	0.292	0.137	0.411	1.840	(Esercizio)

**spettro orizzontale Elastico**



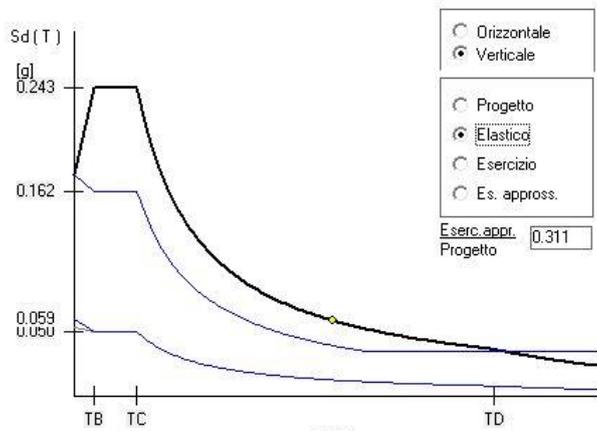
$a_g$	$F_o$	S	$T_c^*$	$T_B$	$T_C$	$T_D$	T [sec]
1.7413	2.472	1.200	0.313	0.145	0.434	2.297	(Progetto)
0.5994	2.536	1.200	0.292	0.137	0.411	1.840	(Esercizio)

**spettro orizzontale di Esercizio**



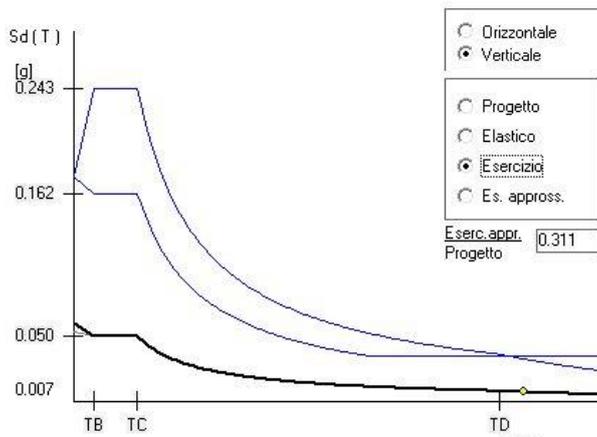
$a_g$	$F_o$	S	$T_c^*$	$T_B$	$T_C$	$T_D$	T [sec]
1.7413	2.472	1.200	0.313	0.145	0.434	2.297	(Progetto)
0.5994	2.536	1.200	0.292	0.137	0.411	1.840	(Esercizio)

Spettro verticale di Progetto



$a_g$	$F_o$	S	$T_c^*$	$T_B$	$T_C$	$T_D$	T [sec]
1.7413	2.472	1.200	0.313	0.145	0.434	2.297	(Progetto)
0.5994	2.536	1.200	0.292	0.137	0.411	1.840	(Esercizio)

Spettro verticale Elastico



$a_g$	$F_o$	S	$T_c^*$	$T_B$	$T_C$	$T_D$	T [sec]
1.7413	2.472	1.200	0.313	0.145	0.434	2.297	(Progetto)
0.5994	2.536	1.200	0.292	0.137	0.411	1.840	(Esercizio)

Spettro verticale di Esercizio

## 7. Azione del vento

L'azione del vento, sebbene alternativa a quella sismica, va sempre e comunque valutata per stimare se questa assume valenza maggiore e produce effetti più intensi dell'azione sismica stessa.

In ogni caso, sia per l'analisi della struttura esistente secondo le azioni previste in progetto originario, che per la successiva analisi in condizioni sismiche e in quella finale di adeguamento (il presente progetto di prefattibilità) l'azione del vento è stata tenuta in conto nella valutazione degli Stati Limite di Esercizio.

Bisogna rilevare che i calcoli condotti per la valutazione dell'azione del vento sia nel progetto originario del 31.10.1969 che in quello del 07.10.1970 hanno portato a valori sostanzialmente simili a quelli rinvenuti da una più precisa valutazione condotta in conformità alle NTC 2018 (punti 3.3 e 3.4).

Zona Climatica	3
Altitudine media	7,50 m.s.l.m.m.
Periodo di Ritorno	50 anni
Velocità di riferimento	27,00 m/s
Classe di rugosità del terreno	C (Aree con ostacoli diffusi)
Distanza dalla costa	8,0 km (in linea d'aria)
Categoria di esposizione del sito	2
Tipologia della costruzione	Travi ad anima piena e reticolari
Pressione cinetica di riferimento	46,46 daN/m <sup>2</sup>
Coefficiente dinamico	1
Coefficiente di topografia	$c_t = 1$
Coefficiente di attrito	0,01 (superfici lisce: acciaio, cemento a faccia vista)
Coefficiente per travi multiple	$\mu = 0,55$

Sulla base dei dati immessi si sono ottenuti i seguenti valori per l'impalcato a maggior quota (unità di misura: m, daN/m<sup>2</sup>, m/s):

P.to	z	$c_t(z)$	$c_e(z)$	$c_p$	$p(z)$	$pf(z)$
1   z1	5.	1.	1.9293	1.6	143.42	0.90
2	6.	1.	2.0372	1.6	151.44	0.95
3	7.	1.	2.1303	1.6	158.36	0.99
4   z2	8.	1.	2.2123	1.6	164.46	1.03

## 8. Carichi agenti

I carichi agenti sul Ponte-Tubo, oltre quelli sismici e da azione del vento precedentemente definiti, sono raggruppati in quattro condizioni di carico:

- a) il peso proprio strutturale;
- b) il peso della tubazione in acciaio, delle ringhiere e dei binari di supporto del paranco di manutenzione;
- c) il peso dell'acqua;
- d) i carichi derivanti dalle operazioni di manutenzione.

I primi due, ovviamente, sono carichi permanenti e vanno valutati per gli opportuni coefficienti di maggiorazione nei casi combinati di carico per SLU con valori  $\geq 1$ .

Per quanto riguarda il peso proprio si è assunto come valore il prodotto del volume geometrico dell'opera per il peso specifico del conglomerato cementizio armato assunto pari a 25,00 kN/m<sup>3</sup>.

Il peso di tubazione, ringhiere e binari (sebbene questi ultimi due trascurabili rispetto al primo) sono stati valutati complessivamente pari a 4,00 kN/m come carico uniformemente distribuito.

Per quanto concerne il peso dell'acqua fluente nella tubazione, vista la modesta velocità e la trascurabile presenza di effetti dinamici o di sloshing, è stata fatta una valutazione di semplice peso idrostatico a condotta completamente piena e, quindi, pari a 31,00 kN/m. Anche questo carico è stato, poi, maggiorato per gli opportuni coefficienti nei casi combinati di carico per SLU con valori  $\geq 1$ . D'altra parte il Servizio Tecnico del Consorzio di Bonifica ha garantito che, per esigenze di varia natura, negli anni passati non si è mai verificata la condizione, pur sempre possibile, di tubazione completamente piena. Di conseguenza nei casi di Stato Limite di Esercizio Frequente e in quello Quasi Permanente sono stati applicati coefficienti riduttivi del carico acqua pari, rispettivamente a 0,900 e 0,750.

Per quanto concerne il carico da Manutenzione si è fatta una valutazione che prevede una rada presenza di personale (sommariamente analoga a quella sulle coperture per edifici industriali) pari a 0,50 kN/m<sup>2</sup> a cui si è aggiunto, sulle sole due campate centrali, una doppia coppia di carichi concentrati a passo

di 5,00 metri pari a 6,00 kN per tener conto del peso del paranco di sollevamento della tubazione. Il carico da Manutenzione è stato, poi, valutato nei casi di Stato Limite di Esercizio Frequente con un coefficiente riduttivo pari a 0,300 e nullo in quello Quasi Permanente.

Bisogna rilevare che in sede di progetto originario il carico da Manutenzione è stato fortemente sopravvalutato in 2,00 kN/m<sup>2</sup> mentre non è stato preso in nessun conto il carico concentrato del paranco. Non si condivide assolutamente questa scelta operata all'epoca che appare eccessivamente riduttiva degli effetti indotti dai carichi concentrati a vantaggio di un improbabile "affollamento" per carichi distribuiti peraltro complessivamente inferiori agli equivalenti carichi concentrati.

## 9. Caratterizzazione dei materiali

Il progetto esecutivo del 1969-70 prevedeva l'utilizzo di due Classi di conglomerato cementizio: la prima, per le strutture da realizzare in opera, con classe di resistenza cubica a 28 giorni di maturazione R250 kg/cm<sup>2</sup>; la seconda, per le strutture prefabbricate (sostanzialmente le travi di impalcato), con classe di resistenza cubica, sempre a 28 giorni di maturazione, R350 kg/cm<sup>2</sup>.

L'acciaio in barre prescritto in sede di progetto era definito come "ad aderenza migliorata" di tipo FeB44k con diametri a partire da 8 mm, per le staffe, 10 mm, per le armature di ripartizione, e 16 mm, 20 mm e 26 mm per le armature principali di fondazioni, pile, pulvini, selle di appoggio e travi di impalcato.

Sono stati ritrovati tra i documenti di archivio del Consorzio di Bonifica due soli Certificati di Prova a schiacciamento di una quaterna di provini cubici di conglomerato cementizio prelevati dal getto della "trave 6" in data 09.02.1971 e di una terna di provini cubici prelevati dal getto della "pila 3" in data 20.02.1971. I Certificati di Prova sono stati emessi dal "Laboratorio Ufficiale Prove Materiali" della Facoltà di Ingegneria dell'Università di Bari ed hanno dato esiti, il primo, a valori minimi di 351,56 kg/cm<sup>2</sup> e massimi di 402,34 kg/cm<sup>2</sup>, tali valori risultano in linea con le

prescrizioni progettuali. Il secondo Certificato ha dato esiti minimi di 256,52 kg/cm<sup>2</sup> e massimi di 416,01 kg/cm<sup>2</sup>, anche tali valori risultano in linea con le prescrizioni progettuali anche se suscita notevoli perplessità un valore massimo così elevato di resistenza per un conglomerato che era prescritto di classe R250.

Non si sono trovate certificazioni di prova sulle barre di acciaio e desta sorpresa come, per un'opera di così elevate dimensioni, siano state effettuate solo 7 prove sui materiali e, per giunta, sul solo conglomerato cementizio.

Dalla campagna di indagini per carotaggio effettuata nel luglio 2017 dal Laboratorio Materiali Matera S.r.l. sotto la Direzione Lavori dell'ing. Mario Tardugno si è constatato come, oggi, il conglomerato delle pile (le uniche indagate) sia in avanzato stato di degrado con profondità di carbonatazione oscillante tra 5,00 e 10,00 cm e resistenze comprese tra un minimo di 10,62 N/mm<sup>2</sup> = 106,20 kg/cm<sup>2</sup> e un massimo di 18,04 N/mm<sup>2</sup> = 180,40 kg/cm<sup>2</sup>.

Per quanto concerne le barre di acciaio le indagini del 2017 hanno sostanzialmente confermato le prescrizioni progettuali dell'epoca di redazione del progetto pur se un avanzato grado di ossidazione a causa dello scarso copriferro rilevato (1,5 cm medio ma talvolta del tutto assente) ha ridotto sezioni e resistenze.

Le prove condotte nel 2017 sono state di carotaggio e, quindi, hanno potuto rilevare solo i primi 10-15 cm di struttura e delle sole pile. I dati ottenuti, senza dubbio utili e imprescindibili, però non hanno potuto fornire indicazioni sugli altri componenti strutturali (pulvini, selle e travi di impalcato) né potevano indagare in profondità viste le generose dimensioni strutturali delle pile. Per tale motivo nel giugno 2018 i sottoscritti hanno disposto una ulteriore campagna di indagini sui materiali coinvolgendo tutte le componenti strutturali del Ponte-Tubo e con metodologia non-distruttiva con prove sclerometriche, pacometriche e SON-REB che hanno consentito di indagare anche in profondità i valori di resistenza da assumere a riferimento.

Queste ultime indagini, di cui si parla dettagliatamente nell'elaborato "R.3 - Indagine sui materiali" allegato, hanno condotto alla conclusione che il conglomerato delle pile ha valori di resistenza compresi tra 14 N/mm<sup>2</sup> e 21 N/mm<sup>2</sup> mentre sulle travi di impalcato e sulle selle ha valori di resistenza compresi tra 33 N/mm<sup>2</sup> e 35 N/mm<sup>2</sup>.

In merito allo stato di ossidazione delle barre di acciaio si

sono trovati valori medi intorno al 7% per le armature delle pile e del 4% per le armature di elevazione.

Di conseguenza a tutto ciò si è deciso di modellare la struttura ipotizzando, in fase di verifica dello stato esistente sia elastico che con azione sismica, due tipologie di conglomerato cementizio armato:

#### **Calcestruzzo 1 (pile e pulvini):**

Resistenza caratteristica	Rck	=	15	N/mm <sup>2</sup>
Modulo di Young	E	=	22.000	N/mm <sup>2</sup>
Modulo di Poisson			0,15	
Modulo elastico tangenziale	G	=	8.800	N/mm <sup>2</sup>
Peso specifico	γ	=	25	kN/m <sup>3</sup>

#### **Calcestruzzo 2 (selle di appoggio e travi di impalcato):**

Resistenza caratteristica	Rck	=	30	N/mm <sup>2</sup>
Modulo di Young	E	=	28.500	N/mm <sup>2</sup>
Modulo di Poisson			0,15	
Modulo elastico tangenziale	G	=	11.400	N/mm <sup>2</sup>
Peso specifico	γ	=	25	kN/m <sup>3</sup>

Per l'analisi post-intervento, in virtù del miglioramento ottenuto con l'incamiciatura delle pile e dal rinforzo con catene e FRCC delle altre strutture di cui si dirà dettagliatamente in seguito, si è ipotizzato un unico conglomerato cementizio equivalente al Calcestruzzo 2 sopra descritto.

## **10. Criticità rilevate nel progetto originario**

E' stata condotta in via preliminare una attenta analisi del progetto di calcolo strutturale del Ponte-Tubo sia nella versione del 31.10.1969 che in quella del 07.10.1970

I due fascicoli di calcolo non differiscono sostanzialmente tra di loro se non per alcuni valori di calcolo di modesta importanza.

Va tenuto presente, naturalmente, che si tratta di un calcolo eseguito senza un preciso riferimento normativo di confronto e con i mezzi tecnologici di cui si disponeva all'epoca che non prevedevano l'utilizzo di modellazioni particolarmente sofisticate o elaborazioni numeriche di alta precisione.

Tuttavia non si possono non evidenziare alcune criticità che nel seguito andremo ad esporre.

Si è già detto di alcune diversità di valutazione tra il progetto originario e quello, presente, di adeguamento in merito alla computazione dei carichi agenti; tale differenza di valutazione, però, non induce effetti particolarmente critici in fase elastica anche se il progetto iniziale non operava le maggiorazioni dei carichi per la valutazione degli Stati Limite.

Qualche perplessità, però, suscita la riduzione degli effetti dell'azione del vento tra la versione del 1969 e quella del 1970 che passa da 81 tm/pila a 76 tm/pila senza apparente giustificazione.

Nel fascicolo di calcolo del 1969 non risulta calcolata la trave di impalcato mentre in quello del 1970 risulta valutata una inerzia sezionale del tutto improbabile sia per forma che per valori. Infatti il progetto del 1970 disegna una sezione di impalcato a T con inerzia  $J = 0,1544 \text{ m}^4$  mentre, dai più precisi calcoli che oggi si possono condurre, la sezione delle travi di impalcato, che è a "Z asimmetrica stirata", ha una inerzia effettiva di  $J = 0,1299 \text{ m}^4$  orizzontale e  $J = 0,0983 \text{ m}^4$  verticale brn inferiore.

Tale sopravvalutazione dell'inerzia orizzontale (superiore al 15%) ha comportato una sensibile sottovalutazione delle tensioni ai lembi della struttura che erano già state calcolate in 87 kg/cm<sup>2</sup> per il calcestruzzo compresso e di 2.140 kg/cm<sup>2</sup> per l'acciaio teso: valori, questi, già troppo vicini ai limiti ammissibili per i materiali prescritti e per le caratteristiche tecnologiche dell'epoca.

Inoltre la verifica della sezione è stata condotta, a suo tempo, ipotizzando una flessione retta semplice mentre, in realtà, l'asimmetria sezionale doveva tener conto della deviazione, non indifferente, degli assi principali di inerzia di circa 32,2° che comporta una notevole riduzione della sezione resistente e una conseguente errata disposizione dell'armatura, si veda in proposito l'elaborato "R.4.c Analisi strutturale dello stato di fatto (parte 3)" allegato.

Anche le selle d'appoggio non risultano calcolate nel progetto del 1969. In merito ad esse vi è da osservare come in sede di calcolo è stato valutato un unico carico concentrato in mezzzeria mentre nella relata la tubazione si appoggia su due supporti laterali simmetrici a circa 50° rispetto alla verticale.

In merito, poi, agli aspetti tecnologici si rilevano altre criticità di cui alcune di notevole importanza.

In primo luogo il copriferro adottato è troppo esiguo per un ambiente che presenta una aggressività inevitabile da acqua spesso presente e fluente e umidità, in ogni caso, sempre elevata: mediamente sulle pile il copriferro è di 1,5 cm e mai supera i 2,0 cm per le altre strutture ad eccezione delle fondazioni dove è assunto un copriferro pari a 5,0 cm.

Le giunzioni delle barre di trave  $\phi$  26 mm, in numero complessivo di 28, sono costituite da sole due barre  $\phi$  20 mm saldate per una lunghezza complessiva di soli 18 cm che appare del tutto insufficiente.

La staffatura delle travi di impalcato è a passo costante e tutto lo sforzo di scorrimento dovuto a taglio viene affidato ai ferri piegati che, se pur correttamente computati, la letteratura tecnica ha dimostrato essere una tecnica di scarsa affidabilità preferendo, piuttosto, un infittimento della staffatura.

L'armatura longitudinale della trave, oltre a non tener conto degli effetti di deviazione flessionale di cui si è detto, è disposta come se la stessa non fosse sottosposta anche a flessioni trasversali dovute dalla presenza della passerella di manutenzione affidando solo alle staffe, peraltro solo 3 al metro e di diametro  $\phi$  8 mm, la resistenza a flessione trasversale e trascurando del tutto gli effetti torcenti.

Così pure la staffatura delle pile, sebbene ad elica, ha un passo eccessivamente diradato senza infittimento in corrispondenza del piede e della testa di pila.

La scelta di armare longitudinalmente le pile con pochi ferri di grosso diametro, visto il copriferro esiguo, non appare particolarmente vantaggiosa anche in considerazione del fatto che in totale arriva a stento al 0,67 % dell'area di calcestruzzo compresso.

Per quanto riguarda le selle d'appoggio della tubazione si

rileva come esse non assolvano adeguatamente alle funzioni di "incatenamento" delle due travi di impalcato alla luce di un'armatura piuttosto modesta e con ferri che si ammorsano tra di loro in zona tesa invece che in zona compressa.

Resta da evidenziare come in Relazione generale di progetto si ipotizzava di realizzare fuori opera sia i pulvini che le selle d'appoggio della tubazione e di collegamento tra le travi di impalcato. Questa ipotesi non è stata evidentemente posta in essere per una serie di motivi che l'analisi della struttura dimostra. Infatti in primo luogo le caratteristiche dei materiali dei pulvini sono analoghe a quelle delle pile e non si vedono tracce di collegamento tra opere prefabbricate e opere in sito. Quanto poi alle selle, vista la tipologia di armatura metallica delle stesse, e considerata una notevole difficoltà di allaggio della coppia di travi collegate trasversalmente (senza contare gli effetti di sollecitazione che si sarebbero indotti sulle selle stesse in fase di sollevamento) è del tutto improbabile che siano state realizzate fuori opera in uno con la coppia di travi.

Altre minori criticità non è il caso di evidenziare in questa sede poiché producono effetti, tutto sommato, trascurabili rispetto a quelli sopra enunciati.

## **11. Prove di carico effettuate in sede di collaudo**

Come si è detto in data 15.09.1973 venne effettuato il collaudo, con esito positivo, dell'opera.

Già in sede di redazione del progetto era stata predisposta la relazione sulle modalità di esecuzione delle prove di carico sulle travi di impalcato.

Tale relazione prevedeva la misurazione in 15 punti di due campate adiacenti con la struttura a pieno carico (tubazione piena di acqua e 200 kg/m<sup>2</sup> di sovraccarico sulle passerelle laterali); l'ipotesi di stima delle frecce si basava su uno schema isostatico appoggio-carrello, una luce netta di 24,00 m, una elasticità del cemento armato, piuttosto ottimistica, pari a  $E = 30.000 \text{ kg/cm}^2$  e

una inerzia  $J = 5,50 \times 10^7 \text{ cm}^4$  a fronte di un valore reale  $J = 5,96 \times 10^7 \text{ cm}^4$ .

Secondo i parametri assunti la freccia massima con condotta piena di acqua avrebbe dovuto essere di 0,82 cm e con condotta piena di acqua e con sovraccarico applicato sulle passerelle avrebbe dovuto essere di 0,91 cm: valori questi del tutto improbabili.

La prova di carico venne svolta nei giorni 01.06.1971 e 02.06.1971 secondo le modalità descritte nella relazione di progetto.

Dai calcoli eseguiti dai Collaudatori la freccia teorica massima doveva essere in mezzeria di 2,20 cm (ovvero di circa 2,4 volte maggiore di quella prevista dal progettista) e risultò, a prova eseguita ed applicati opportuni coefficienti riduttivi, pari 1,90 cm (pur sempre maggiore di 2 volte circa rispetto a quella calcolata dal progettista).

## 12. Misurazione dei cedimenti e delle frecce

In data 15.06.2018 i sottoscritti hanno effettuato una serie di misurazioni con strumentazione GPS e distanziometro elettronico laser per valutare esattamente sia i cedimenti fondali che le frecce da rilassamento delle travi di impalcato.

Le risultanze di tali misurazioni hanno condotto alla ipotesi di un possibile "errore" esecutivo di non trascurabile effetto di cui si è già accennato nel paragrafo 2. della presente relazione e che di seguito si espone.

Analizzando gli elaborati grafici planimetrici e di profilo-sezione del terreno allegati sia alle relazioni geologiche che di progetto generale si era notato che il fronte lato Laterza e il fronte lato Castellaneta erano disposti il primo a destra e il secondo a sinistra ma l'indicazione del Nord topografico era diretta secondo l'asse Y della tavola e non a  $138,2^\circ$  verso il bordo in basso a sinistra della stessa. Inoltre il verso di scorrimento delle acque della Lama di Laterza indicato nelle tavole era dall'alto verso il

basso in direzione parallela all'asse Y di tavola, ovverosia, da valle a monte.

In un primo momento si è pensato solo ad una errata rappresentazione grafica di trascurabile rilevanza visto che il profilo della condotta nei disegni era comunque inclinato da lato Laterza verso lato Castellaneta con pendenza di 2,5 cm a campata.

Il fatto che la perdita di acqua dalla condotta che era stato rilevato nella prima indagine conoscitiva del 03.04.2018 fosse posizionato in corrispondenza di uno dei pulvini a monte (ovvero sul lato Laterza) non era stato particolarmente indicativo sebbene in quel periodo stagionale la condotta doveva essere probabilmente a secco o quasi.

Con le misurazioni effettuate in data 15.06.2018, invece, è sorto il sospetto, suffragato dagli esiti delle misurazioni, che l'inversione planimetrica del Nord e del verso di scorrimento delle acque nei grafici non fosse stata solo una "svista grafica" ma un vero e proprio errore di rappresentazione che ha, poi, indotto un conseguente errore di realizzazione del Ponte-Tubo con inversione della pendenza della condotta.

Tale valutazione è discesa dal fatto che misurando la testa delle pile a progredire dalla Pila n. 1 (lato Castellaneta) verso la Pila n. 15 (lato Laterza) invece di trovare costantemente quote progressivamente crescenti erano quasi tutte decrescenti.

E' improbabile, infatti, che i cedimenti differenziali delle pile siano stati quasi tutti crescenti verso monte e con valori già notevoli che andrebbero, poi, maggiorati dei 2,5 cm di abbassamento di quota di imposta della pila per tutte e 16 le campate.

Si rinvia all'eventuale redattore del Progetto Definitivo una più attenta e precisa analisi di quanto sopra esposto.

Tuttavia, di tale ipotesi, non si è tenuto conto nelle misurazioni effettuate che hanno condotto alla lettura dei seguenti valori di cedimento differenziale e di valutazione delle frecce che si riportano nelle tabelle seguenti.

### Cedimenti differenziali tra le Pile

da elemento a elemento	Differenziale (m)	%
Spalla lato Castellaneta - Pila 1	+0,025	-
Pila 1 - Pila 2	-0,045	-280
Pila 2 - Pila 3	-0,055	-320
Pila 3 - Pila 4	-0,095	-480
Pila 4 - Pila 5	-0,175	-800
Pila 5 - Pila 6	+0,011	-0,6
Pila 6 - Pila 7	-0,131	-624
Pila 7 - Pila 8	-0,023	-192
Pila 8 - Pila 9	-0,029	-216
Pila 9 - Pila 10	-0,019	-176
Pila 10 - Pila 11	+0,015	-0,4
Pila 11 - Pila 12	-0,035	-240
Pila 12 - Pila 13	-0,042	-268
Pila 13 - Pila 14	-0,065	-360
Pila 14 - Pila 15	+0,025	0
Pila 15 - Spalla lato Laterza	+0,025	0

### Frecce di mezzeria

Campata	Freccia (m)	Rapporto 1/1
1	0,045	1/568
2	0,045	1/568
3	0,045	1/568
4	0,055	1/465
5	0,074	1/346
6	0,046	1/556
7	0,145	1/176
8	0,047	1/545
9	0,205	1/125
10	0,120	1/213
11	0,091	1/281
12	0,078	1/328
13	0,101	1/253
14	0,095	1/269
15	0,055	1/465
16	0,055	1/465

## 13. Modellazione della struttura ai fini della valutazione delle resistenze

Per effettuare l'analisi strutturale del Ponte-Tubo e valutare sollecitazioni, tensioni, deformazioni e verifiche di resistenza sia nello "stato di fatto" all'epoca di progetto, che in quella attuale con l'aggiunta delle azioni sismiche che, infine, quella in ipotesi di "adeguamento sismico" ci si è avvalsi di un software di calcolo ad elementi finiti.

Nelle relazioni R.4 (parte 1, 2 e 3) sono riportati i tabulati di calcolo della struttura nello stato di fatto progettuale; nelle relazioni R.5 (parte 1, 2 e 3) i tabulati di calcolo principali della struttura quale essa oggi è con l'aggiunta dell'azione sismica; nelle relazioni R.6 (parte 1, 2 e 3) i tabulati di calcolo principali della struttura in ipotesi di "adeguamento strutturale alle NTC 2018".

Per completezza e accuratezza di analisi si è deciso di modellare l'intera struttura del Ponte-Tubo sebbene si tratti di un'opera isostatica e, quindi, si poteva analizzare anche una sola campata tipo.

I criteri generali di analisi e calcolo strutturale adottati sono quelli classici della scienza e della tecnica delle Costruzioni con particolare riferimento per quanto riguarda le verifiche di resistenza, deformazione e fessurazione, robustezza e durabilità.

La struttura è schematizzata escludendo dal calcolo il contributo degli elementi a rigidità e resistenza trascurabile a fronte degli elementi principali ed è, quindi, considerata l'orditura a telaio tridimensionale. I vincoli strutturali sono assimilati a vincoli elastici tramite la loro costante di rigidità nei sei gradi di libertà (plinti) o come elementi poggianti su vincoli elastici distribuiti (platee).

Il calcolo delle strutture è stato condotto per mezzo di elaboratore elettronico ricorrendo all'analisi matriciale e nel rispetto delle norme CNR 10024/86 e delle indicazioni contenute nel Capitolo 10 delle NTC 2018. La definizione della geometria strutturale e dell'analisi strutturale, il calcolo delle sollecitazioni, delle reazioni vincolari, degli spostamenti e dei modi di vibrare oltre che il progetto e la verifica delle sezioni sono tutti effettuati con il Metodo agli Elementi Finiti (FEM, Finite

Element Method) utilizzando come solutore, sia per i moduli strutturali di elevazione che per i moduli geotecnici di fondazione, il programma "DOLMEN" sviluppato, distribuito e assistito dalla CDM DOLMEN & Omnia-Is S.r.l. di Torino aggiornato all'ultima versione rilasciata.

L'affidabilità del codice di calcolo è garantita dall'esistenza di un'ampia documentazione di supporto confrontata con esempi di calcolo già svolti e a sicura ed univoca soluzione; inoltre, effettuati manualmente alcuni calcoli schematici relativi alla effettiva struttura e confrontati con quelli ottenuti tramite il software utilizzato, si è avuto riscontro dell'affidabilità del codice di calcolo.

La presenza di un modulo CAD proprietario del software per l'introduzione dei dati permette la visualizzazione dettagliata degli elementi introdotti e di ottenere le rappresentazioni grafiche del modello strutturale, delle deformate, degli spostamenti, delle sollecitazioni e dei modi di vibrare della struttura.

Al termine dell'elaborazione viene, inoltre, valutata la qualità della soluzione in base all'uguaglianza tra il lavoro esterno e l'energia di deformazione. DOLMEN permette, in campo elastico lineare, un'analisi dettagliata del comportamento dell'intera struttura tenendo conto del comportamento irrigidente di setti anche complessi con la loro effettiva rigidità. E' possibile, inoltre, scegliere il grado di affinamento dell'analisi di elementi complessi utilizzando mesh progressivamente più dettagliate.

Il sistema hardware utilizzato per il calcolo ha prestazioni, capacità e caratteristiche tecnologiche che non pongono limiti di alcun genere alla creazione e soluzione del modello di calcolo (2 processori Intel XEON 3,0 GHz; 32 GB di RAM; 3 HD SATA 512 GB 10.000 rpm; Scheda Grafica NVIDIA Quadro K2200). Il sistema operativo utilizzato è "Windows 7 Professional 64bit" sviluppato dalla Microsoft Inc. e aggiornato all'ultima versione rilasciata. Per la redazione degli elaborati grafici si è utilizzato sia il CAD interno di DOLMEN denominato "DOLMENPlan" che il software "AutoCAD" aggiornato all'ultima versione disponibile utilizzando sia routine della Autodesk appartenenti al software specialistico "AutoCAD Structural Detailing" che procedure automatizzate in linguaggio LISP proprietarie.

Tutti i software sopra citati nonché il sistema operativo sono regolarmente concessi in licenza d'uso.

L'analisi del modello strutturale è stata condotta nell'ipotesi di comportamento elastico lineare dei materiali, il modello di calcolo adottato è da ritenersi appropriato in quanto non si riscontrano labilità e le reazioni vincolari equilibrano i carichi applicati. L'analisi critica dei risultati e dei parametri di controllo, sia automatica che manuale, porta a confermare la validità scientifica e tecnica dei valori ottenuti.

Salvo diversa specificazione i dati in ingresso ed in uscita sono espressi con unità di misura omogenee conformi al Sistema Internazionale e, pertanto, tipicamente, le lunghezze, le superfici e i volumi sono espressi in cm, cm<sup>2</sup> e cm<sup>3</sup>; le Forze sono espresse in kN, kN/m e kN/m<sup>2</sup>; i Momenti in kNm e kNm/m; i pesi di volume in kN/m<sup>3</sup>; le deformazioni lineari in cm e quelle angolari in radianti; le tensioni in N/mm<sup>2</sup>. Per ragioni di carattere pratico e di consuetudine le dimensioni delle sezioni sono definite in cm e le aree di armatura in cm<sup>2</sup>.

Il sistema di riferimento globale è costituito da una terna destrorsa di assi cartesiani orientati XYZ con l'asse delle Z verticale e rivolto verso l'alto, l'asse X in asse dalla platea in lato Castellaneta a quella in lato Laterza. Il Nord geografico è definito attraverso l'angolo antiorario rispetto alla direzione dell'asse Y. La numerazione dei nodi, delle aste e dei gusci è definita secondo la gerarchia tipologica e geografica delle coordinate progressive X, Y e Z crescenti. Il riferimento locale delle aste è costituito da una terna di assi cartesiani xyz destrorsa. L'asse delle  $x_{10c}$  è individuato dal versore avente origine nel nodo start dell'asta e diretto verso il nodo end. L'asse  $y_{10c}$  è diretto, per le aste pseudo-orizzontali, verso l'alto e, per le aste pseudo-verticali, parallelamente all'asse -X globale. L'asse  $z_{10c}$  giace in modo tale da completare la terza destrorsa. Qualora sia definito un angolo di deviazione associato all'asta si intende che il sistema di riferimento locale ha subito una rotazione attorno all'asse  $x_{10c}$  la cui entità è pari all'angolo di deviazione associato all'asta. Il sistema di riferimento locale associato agli elementi bidimensionali piani è costituito da una terna di assi cartesiani xyz destrorsa. L'asse delle  $x_{10c}$  è individuato dal versore avente origine nel primo vertice e diretto positivamente verso il secondo vertice. L'asse  $y_{10c}$  è normale all'asse x e giace nel piano dell'elemento. L'asse  $z_{10c}$  è normale al piano xy ha origine nel primo nodo e il suo verso è tale che la terna risulti destrorsa.

Le caratteristiche della sollecitazione vanno lette nella convenzione tipica della scienza delle Costruzioni: sforzo normale positivo se di trazione; taglio positivo se a sinistra diretto verso l'alto e a destra verso il basso; momento flettente positivo se

tende le fibre inferiori; ecc. Gli stati di tensione negli elementi bidimensionali piani visti come piastre hanno segno positivo se generano compressione nel piano positivo dell'asse  $z_{loc}$ . Nel caso di stato di tensione membranale le tensioni normali sono positive se  $S_x$ , guardando dal terzo asse positivo, a destra è concorde con l'asse  $x_{loc}$ ,  $S_y$ , sempre guardando dal terzo asse positivo, a destra è concorde con l'asse  $y_{loc}$ . Le relative tensioni tangenziali  $S_{xy}$  e  $S_{yx}$  sono positive secondo criteri analoghi a quelli delle tensioni normali.

Le fasi di calcolo prevedono, dopo la fase di input, una prima fase di analisi delle sollecitazioni in campo elastico lineare di strutture, di qualsiasi natura e materiale, costituite da aste prismatiche di sezione qualunque e comunque orientate nello spazio e da elementi finiti piani quadrangolari e/o triangolari di qualsivoglia spessore e comunque disposti nello spazio ed una seconda fase di analisi sismica della struttura sia con Metodo Statico Equivalente che con Analisi Modale e successiva costruzione automatica delle corrispondenti condizioni di carico da cumulare a quelle dell'analisi statica. La terza fase, di progetto e verifica delle sezioni nonché dei collegamenti, viene condotta seguendo il metodo agli Stati Limite di Esercizio, Ultimo e di Danno. I criteri di disposizione, sagomatura e taglio/ripresa dei ferri, sia longitudinali che trasversali nelle sezioni in cemento armato, sono quelli individuati effettivamente dagli elaborati storici di progetto.

La libreria di elementi finiti disponibile è costituita da:

- elementi monodimensionali rettilinei e spezzati anche su suolo alla winkler (aste) con eventuali sconnessioni interne e/o svincoli parziali di estremità;
- elementi bidimensionali a tre o quattro vertici (lastre) in regime di tensione piana;
- elementi bidimensionali a tre o quattro vertici (lastre) in regime di deformazione piana;
- elementi bidimensionali a tre o quattro vertici (piastre) in regime di flessione anche su suolo alla winkler;
- elementi bidimensionali a tre o quattro vertici (gusci) in regime combinato di flessione e membrana.

Lo svolgimento dell'analisi strutturale si sviluppa secondo le seguenti fasi:

1. definizione delle equazioni differenziali di Eulero-Lagrange della deformata elastica;

2. calcolo delle matrici di rigidezza degli elementi e loro assemblaggio;
3. calcolo della matrice dei termini noti;
4. soluzione del sistema di equazioni utilizzando il metodo di Ritz;
5. calcolo delle reazioni vincolari, delle caratteristiche di sollecitazione e degli stati di tensione;
6. calcolo degli autovalori e relativi autovettori associati utilizzando il metodo di iterazione nel sottospazio;
7. sovrapposizione modale utilizzando lo spettro di risposta e il calcolo dei valori efficaci della deformazione, sollecitazione e tensione (analisi sismica dinamica).

I vincoli sono considerati puntuali ed inseriti tramite le sei costanti di rigidezza elastica nodali oppure, automaticamente, come elementi asta o guscio poggianti su suolo elastico di cui viene definita la costante  $k$  di sottofondo alla Winkler. I plinti di fondazione sono assimilati a vincoli elastici di cui è fornita la costante di rigidezza.

Vengono definite "membrature" la serie di aste o gusci costituenti un unico elemento strutturale continuo; si definiscono, quindi, membrature tipo "Trave continua", "Pilastrata" e "Parete o Macroscio". Ogni membratura è caratterizzata da un nome univoco a cui sono associati i singoli elementi asta, anche di sezioni diverse, o guscio ad esso associati secondo una legge di allineamento che individua la massima inclinazione o deviazione angolare fra i singoli elementi costituenti per definirla in unica membratura (tipicamente deviazione massima  $\leq 15^\circ$ ). E' altresì possibile definire uno spostamento degli ingombri delle singole aste per questioni di allineamento geometrico, quali fili fissi, con verifica dei limiti imposti dalla normativa vigente del disallineamento e dell'eccentricità degli assi di incrocio.

Le schede di carico vengono combinate in casi di carico secondo le seguenti ipotesi:

1. Analisi Statica Lineare (non sismica);
2. Analisi Statica Lineare Equivalente (sismica);
3. Analisi Dinamica Modale (sismica);
4. Stato Limite Ultimo senza Sisma;
5. Stato Limite Ultimo con Sisma (nei sottocasi SLV e SLC);
6. Stato Limite Ultimo di Equilibrio;

7. Stato Limite Ultimo Strutturale e di Fondazione;
8. Stato Limite Ultimo Geotecnico;
9. Stato Limite di Danno;
10. Stato Limite di Esercizio (nei sottocasi SLO e SLD);
11. Stato Limite di Esercizio: Raro, Frequente e Quasi Permanente.

L'analisi strutturale prevede l'utilizzo opzionale, singolo o combinato, dell'Analisi Statica (non sismica), dell'Analisi Statica Lineare Equivalente (sismica) o dell'Analisi Dinamica Modale (sismica). Eventualmente, in taluni casi appositamente specificati, si procede con Analisi Non Lineare Statica (Push-Over) o Dinamica.

Le masse strutturali sottoposte al moto impresso dal sisma sono individuate dai carichi raggruppati nelle condizioni di carico con gli opportuni coefficienti moltiplicativi fissati dalla normativa. Le forze orizzontali così valutate sono applicate nel baricentro delle masse di ogni singolo impalcato. Nel caso in cui si conduca l'analisi sismica si considerano due direzioni di eccitazione: X e Y ortogonali tra loro. Qualora previsto dalla normativa si calcola e prende in conto anche la componente verticale Z dell'azione sismica. Per ognuna delle componenti si valuta lo stato di deformazione, sollecitazione e tensione associato ad ogni singolo modo di vibrare (tipicamente i primi 15 modi di vibrare o al raggiungimento di almeno l'85% delle masse coinvolte).

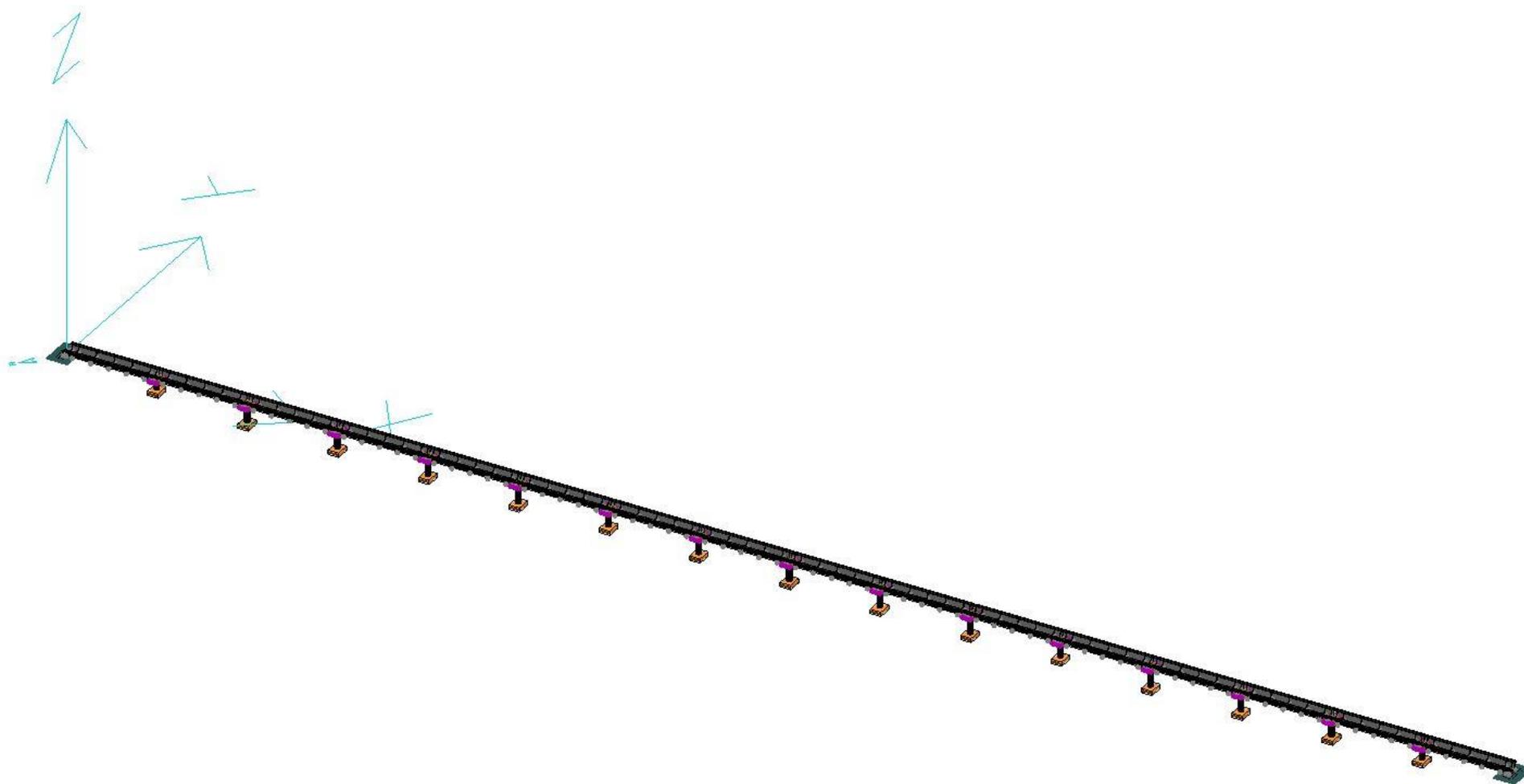
Gli spostamenti, le sollecitazioni e le tensioni efficaci o complessive sono valutati utilizzando o la Combinazione Euclidea SRSS (Square Roots of the Sum of Squares) o, tipicamente, la Combinazione Quadratica Completa CQC (Complete Quadratic Combination). Lo spettro di risposta utilizzato per la determinazione degli spostamenti modali è quello definito dalla normativa ed i valori efficaci delle deformazioni, sollecitazioni e tensioni sono raggruppati in opportune condizioni di carico. Per ciascun livello la massa associata al grado di libertà rotazionale è data dal prodotto delle masse per il quadrato del raggio di inerzia  $\rho^2$ . Tali quantità sono assegnate direttamente al baricentro del relativo livello coerentemente con l'ipotesi di impalcato infinitamente rigido. Le masse sismiche sono calcolate derivandole direttamente dai pesi sismici mentre il raggio di inerzia  $\rho$  è calcolato assumendo tutte le masse distribuite uniformemente sulla superficie dell'edificio.

In generale non si considerano le travi infinitamente rigide flessionalmente rispetto ai pilastri e, dunque, risulta non accettata la valutazione semplificata della rigidità di piano

considerando i telai di tipo shear-type. L'utilizzo di un modello strutturale spaziale tridimensionale, ammettendo valida l'ipotesi di impalcato infinitamente rigido nel proprio piano, da un punto di vista dinamico è caratterizzato da tre gradi di libertà per ciascun livello (due traslazioni del baricentro dell'impalcato nelle due direzioni ortogonali principali e una rotazione intorno all'asse verticale passante per esso). In aggiunta all'eccentricità effettiva del baricentro si considera una eccentricità accidentale spostando il centro di massa di ogni piano e in ogni direzione considerata di una distanza pari al 5% della dimensione massima del piano in direzione perpendicolare all'azione sismica.

Per scelta progettuale e per maggior completezza di analisi, in linea di massima, ancorchè sia applicabile l'Analisi Statica Lineare Equivalente, si propende, sempre e comunque, a procedere con l'Analisi Dinamica Modale considerando la totalità dei modi di vibrare del modello strutturale indipendentemente dalla percentuale di massa partecipante. Salvo diversa specificazione la combinazione dei modi di vibrare, al fine del calcolo delle sollecitazioni e degli spostamenti, viene effettuata con la Combinazione Quadratica Completa CQC. Per quanto concerne la combinazione delle componenti dell'azione sismica si opera scegliendo di sommare in segno doppio ( $\pm$ ) ai valori massimi ottenuti in una direzione il 30% dei massimi ottenuti per l'azione nell'altra direzione e sommando a questi i valori delle sollecitazioni per effetto dei carichi verticali.

Nella pagina seguente è rappresentato il modello strutturale adottato.



Modello strutturale

## 14. Analisi critica dei risultati dello stato di fatto del progetto originario

sviluppato il calcolo con le caratteristiche dei materiali sopra descritti in paragrafo 9. della presente relazione e con le sezioni effettive rilevate in sede di sopralluogo in opportuno raffronto con i dati storici di cui si era in possesso sono state valutate le deformazioni massime in campo elastico, le reazioni vincolari, le sollecitazioni sulle aste e sui gusci e sono state verificate le sezioni con il “metodo alle tensioni ammissibili” adottato all’epoca di progetto.

Per quanto riguarda gli spostamenti nodali (relazione R.4.a) il valore massimo è stato rinvenuto nel nodo 1153 per un valore di 2,98 cm in direzione Z corrispondente della mezzeria della sella intermedia centrale della campata di mezzo.

Tale valore risulta abbastanza allineato con quello rinvenuto in sede di Prova di Carico effettuata dai Collaudatori che, però, avevano sovrastimato il Modulo di Elasticità del conglomerato cementizio (assunto pari a  $E = 30.000 \text{ N/mm}^2$ ) ma ben lontano da quello stimato dal progettista.

Dalla disanima delle sollecitazioni sia delle aste che dei gusci (relazione R.4.b) si nota una notevole sottovalutazione generale del progetto originario soprattutto in termini di Pressoflessione delle Pile pari (ovvero quelle di appoggio fisso) e una modesta sottovalutazione delle Flessioni in campata e Taglio in appoggio di tutte le travi di impalcato.

Questo fatto si evidenzia in particolare nella verifica delle sezioni (relazione R.4.c) dove tutte le Pile con numerazione pari non risultano verificate, le Selle di appoggio della tubazione risultano troppo debolmente armate e le Travi di impalcato, valutate a Pressoflessione Deviata, mostrano una errata disposizione delle armature troppo vicina all’asse neutro.

## 15. Analisi critica dei risultati dello stato di fatto del progetto originario con azione sismica

Analogamente all'analisi precedente è stata condotta l'analisi strutturale con l'aggiunta delle azioni sismiche.

Sviluppato il calcolo con le caratteristiche dei materiali sopra descritti in paragrafo 9. della presente relazione e con le sezioni effettive rilevate in sede di sopralluogo in opportuno raffronto con i dati storici di cui si era in possesso sono state valutate le deformazioni massime in campo elastico, le reazioni vincolari, le sollecitazioni sulle aste e sui gusci e sono state verificate le sezioni ancora con il "metodo alle tensioni ammissibili" adottato all'epoca di progetto.

Per quanto riguarda gli spostamenti nodali (relazione R.5.a) il valore massimo è stato rinvenuto sempre nel nodo 1153 per un valore di 2,24 cm in direzione Z, 0,71 cm in direzione X e 0,51 cm in direzione Y nell'ipotesi di Sisma in direzione X mentre si sono avuti valori massimi nel nodo 1225 per un valore di 2,54 cm in direzione Z, 0,15 cm in direzione X e 1,83 cm in direzione Y nell'ipotesi di Sisma in direzione Y.

Mentre il nodo 1153, come prima apparteneva alla mezzeria della Sella intermedia centrale della campata di mezzo, il nodo 1225 è collocato nella mezzeria della Trave di impalcato centrale.

Tali valori sono tuttavia allineati e simili a quelli dell'analisi elastica senza azione sismica con l'ovvia eccezione delle deformazioni in direzione X e Y che, comunque, risultano inferiori alle deformazioni per carichi gravitazionali.

Ciò conferma una sottovalutazione delle sollecitazioni indotte dai carichi gravitazionali che giustificano, sufficientemente, il fenomeno di rilassamento generale verticale delle travi abbastanza elevato come descritto al paragrafo 12. della presente relazione.

Dalla disanima delle sollecitazioni sia delle aste che dei gusci (relazione R.5.b) si deducono analoghe considerazioni a quelle precedentemente effettuate.

Ovviamente questo fatto si evidenzia in particolare nella

verifica delle sezioni (relazione R.5.c) dove tutte le Pile con numerazione pari non risultano verificate come così pure le Pile con numerazione dispari che questa volta risentono della deviazione flessionale sismica, le Selle di appoggio della tubazione risultano troppo debolmente armate e le Travi di impalcato, valutate a Pressoflessione Deviata, mostrano una errata disposizione delle armature troppo vicina all'asse neutro.

Si deve notare, poi, come i pulvini che nell'analisi con soli carichi gravitazionali erano tutti verificati, anche se molto sollecitati, in questo caso non risultano più verificati in quanto trasmettono le sollecitazioni orizzontali di impalcato alle pile.

## 16. Ipotesi di intervento di adeguamento

Al fine di adeguare alla vigente normativa il Ponte-Tubo valutando opportunamente oltre ai carichi gravitazionali anche le azioni del vento e quelle sismiche si propone di procedere con tre tipologie di intervento che appresso si descrivono.

La **prima tipologia di intervento** riguarda le Pile e consiste in un adeguamento dimensionale e di armatura attraverso cerchiatura.

L'operazione di cerchiatura dovrà avvenire in sequenza a Pile alterne previo puntellamento tra fondazione e pulvino con un castello calastrellato costituito da n. 4 pilastri in acciaio di classe S 355 H e sezione quadra 120x10 mm posizionati in pressione in corrispondenza dei punti di appoggio delle travi (cfr. grafico G.04.b).

Si procederà, quindi, alla scarificazione profonda almeno di 3,5 cm del copriferro esistente e a predisporre 6 connettori in acciaio orizzontali a secco su file distanti 30 cm per favorire l'aderenza tra la residua Pila e il getto che si andrà ad effettuare.

Attraverso i fori del pulvino andranno poi inserite 20 barre continue di acciaio B450C  $\phi$  16 mm che in fondazione saranno inghisate con resina epossidica.

Per la staffatura andranno predisposti anelli in barre B450C  $\phi$  8 mm a passo 10 cm per 1,00 metri in testa e al piede di pila e passo 20 cm nella zona centrale. Poiché la vigente normativa vieta la saldatura delle staffe si procederà ad utilizzare dei jacket di connessione per chiudere e confinare efficacemente le barre longitudinali.

Predisposta la cassaforma circolare di diametro 140 cm, e quindi con un ingrossamento del diametro della pila di 20 cm, si potrà procedere a colare del betoncino di classe C32/40 additivato con idrofugo di massa.

Il disarmo della cassaforma non potrà avvenire prima dei 28 giorni e i puntelli potranno essere rimossi con cautela nei giorni successivi.

Il copriferro netto che si dovrà ottenere non dovrà essere inferiore a 5 cm.

La **seconda tipologia di intervento** riguarda le selle di appoggio della tubazione e consiste nell'incatenamento trasversale.

Le selle di appoggio, oltre a svolgere l'essenziale funzione di appoggio della tubazione, dovranno contribuire a solidarizzare la coppia di Travi di impalcato con conseguente notevole incremento dell'inerzia dell'impalcato.

L'intervento consiste nel traforare longitudinalmente da parte a parte tutte le selle a quota di 30 cm con un foro  $\phi$  100 mm, inserire una barra B450C  $\phi$  30 mm da sottoporre a tiro non inferiore a 1.000 kg per le selle intermedie e 1.250 kg per le selle di testa.

Successivamente la barra dovrà essere inghisata con resina epossidica e andranno predisposte due piastre di acciaio classe S 355 H delle dimensioni 500x500x20 mm per poi procedere a serrare rondella, bullone e contro-bullone con un momento di serraggio non inferiore a 100 kgm per le selle intermedie e 125 kgm per le selle di testa.

Solo dopo il serraggio della barra filettata alle estremità si potrà procedere al rilascio del tiro.

In tale maniera oltre ad incrementare l'armatura delle selle si otterrà una solidarizzazione tra Selle e Travi di impalcato (cfr. grafico G.05).

La **terza tipologia di intervento** riguarda sia i pulvini che le Travi di impalcato e consiste nel rinforzo strutturale con fibre unidirezionali in PBO (poliparafenilenbenzobisoxazolo) che garantiscono efficienza sia a flessione che a taglio.

Previa la scarificazione del copriferro ammalorato e il suo reintegro con malta C35/45 andrà steso un primo strato non inferiore a 4 mm di matrice inorganica stabilizzata conforme alle Norme UNI EN 1504-3. Sulla matrice ancora fresca andrà distesa la rete unidirezionale in PBO che andrà coperta da un ulteriore strato di 4 mm di matrice inorganica stabilizzata conforme alle Norme UNI EN 1504-3.

Mentre i Pulvini andranno completamente rivestiti con le fibre per le Travi di impalcato sarà sufficiente fasciare i 5,00 m di testate e i 5,00 m della zona centrale lì dove le sollecitazioni di flessione (mezzeria) e taglio (appoggi) sono più rilevanti.

In tale maniera, pur non riuscendo ovviamente a ridurre le frecce che si sono instaurate nel tempo e ormai risultano completamente plasticizzate, si riuscirà a limitare fortemente le possibili deformazioni future e si fornirà un contributo correttivo non indifferente alla carenza di staffatura rilevata e delle giunzioni scorrette delle barre longitudinali.

Il tutto è illustrato nei grafici G.04.b e G.06.

Sulla base di queste specifiche si è proceduto all'analisi strutturale del Ponte-Tubo in adeguamento strutturale.

## **17. Analisi strutturale di adeguamento**

L'utilizzo combinato di tecniche tradizionali (cerchiatura e incatenamento) e tecniche innovative (fasciatura con fibre) produce benefici effetti che l'analisi strutturale sullo stesso modello utilizzato per le precedenti analisi conferma.

Sempre nelle stesse ipotesi di carico descritte al paragrafo 15. della presente relazione si è condotta l'analisi strutturale di

adeguamento ma, questa volta, utilizzando come metodo di verifica il calcolo agli Stati Limite.

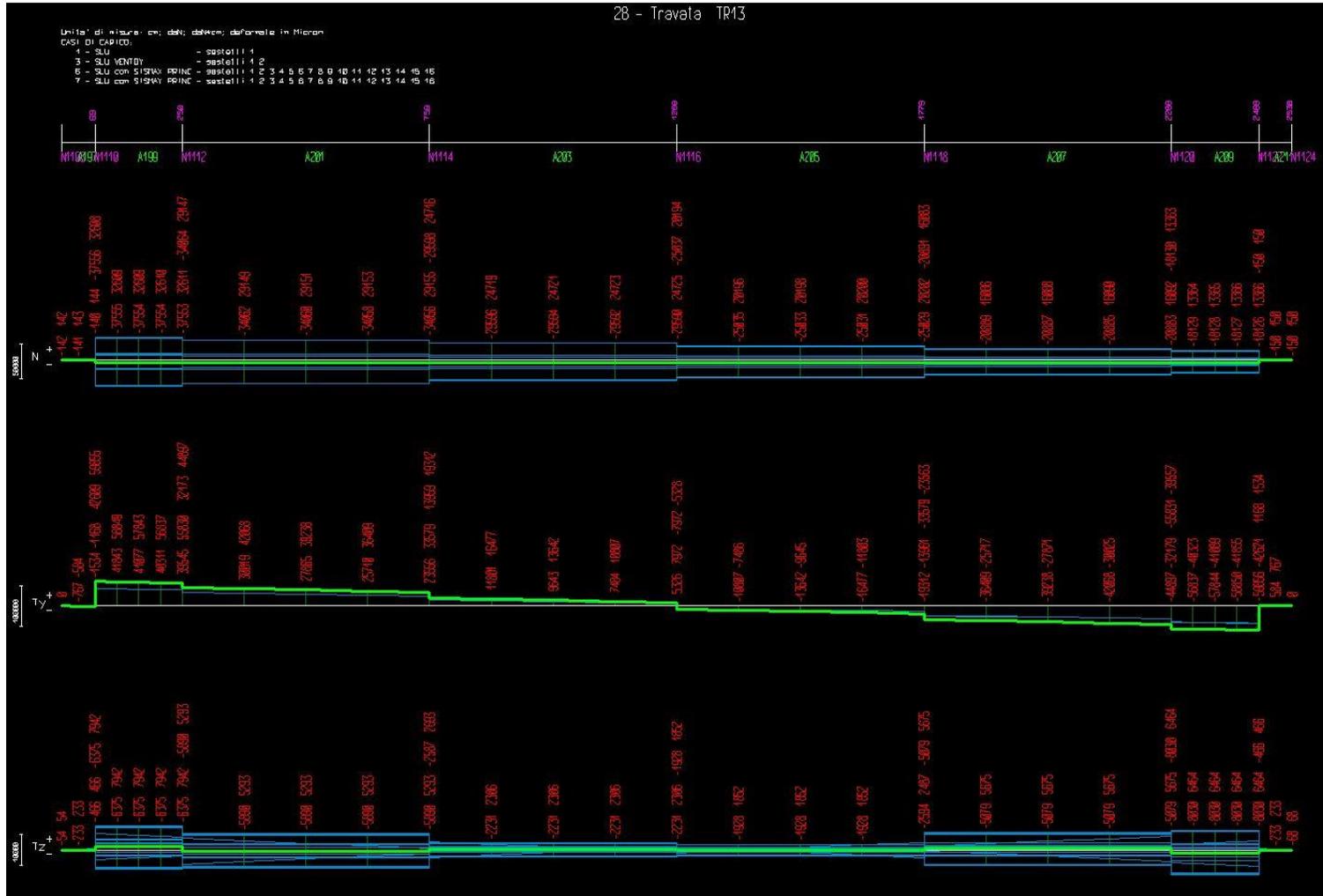
Nella caratterizzazione dei materiali si è tenuto conto del miglioramento indotto dagli interventi proposti e questo ha comportato una lieve riduzione delle deformate (dell'ordine di pochi millimetri) per i casi sismici mentre più sensibile si è rivelato per i carichi gravitazionali (cfr. in proposito la relazione R.6.a).

Le sollecitazioni si sono ridotte soprattutto per le Travi di impalcato che in questo caso si ritiene lavorino in collaborazione e si sono fortemente ridotti gli angoli di deviazione della flessione (cfr. la relazione R.6.b).

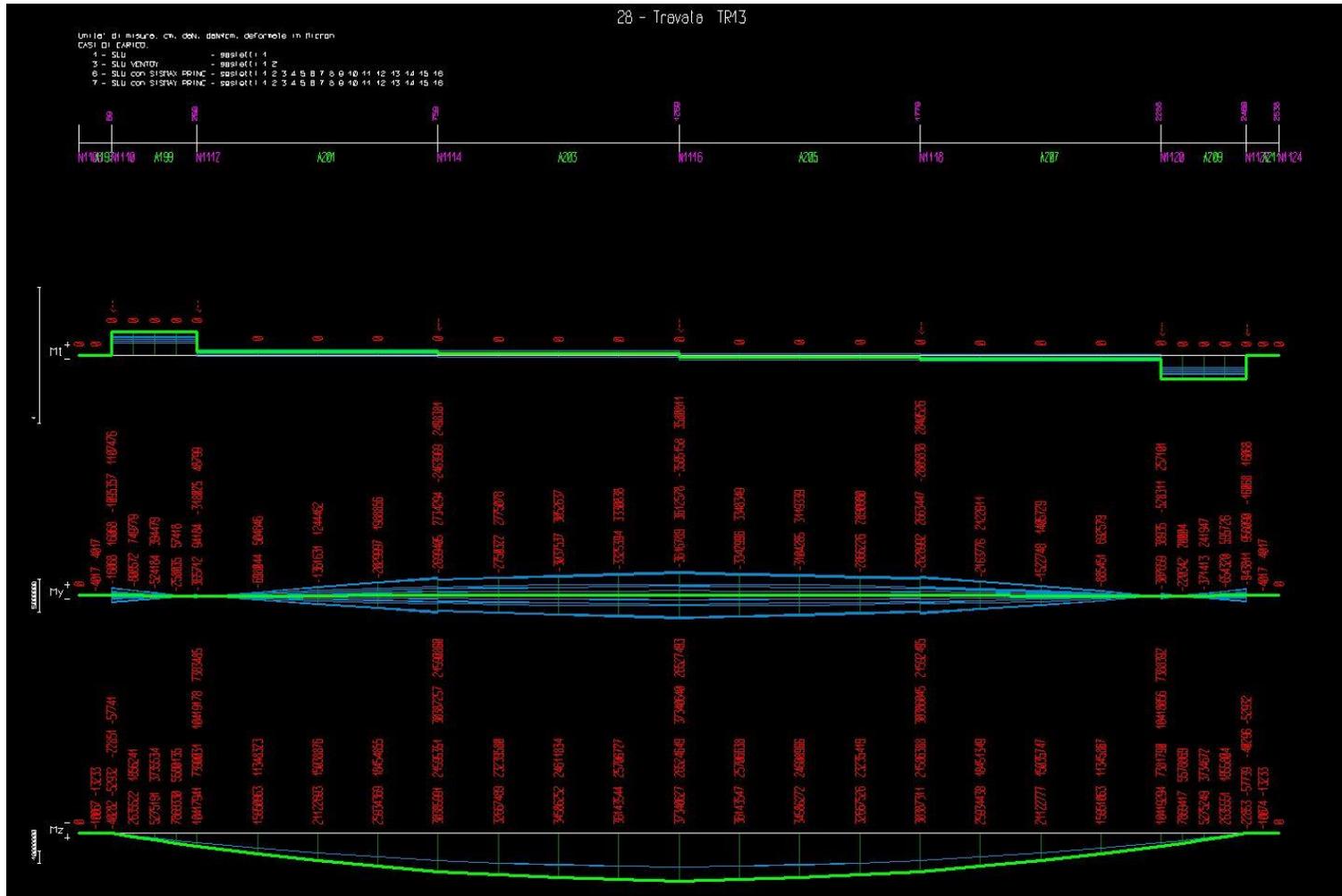
Di conseguenza a tutto ciò, come si può rilevare dalla disamina della relazione R.6.c ora tutte le sezioni risultano verificate.

Si riporta nel seguito una serie di immagini dei diagrammi piani di Sforzo Normale, Taglio verticale, Taglio orizzontale, Momento torcente, Momento flettente verticale, Momento flettente verticale, Deformazione orizzontale e Deformazione verticale della Trave più sollecitata.

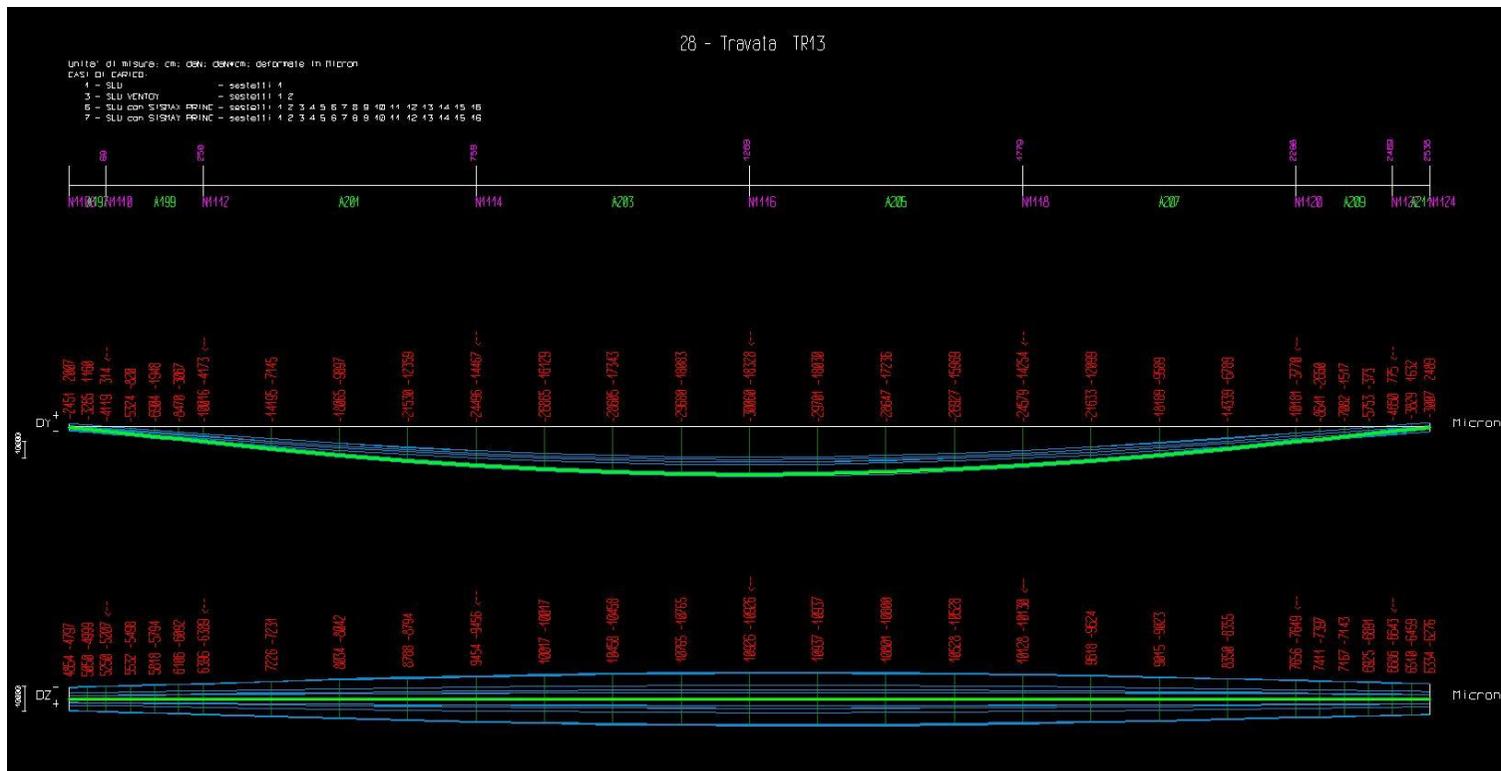
28 - Trave TR13



Schema della trave TR13 e diagrammi di Sforzo Normale (N), Taglio verticale (Ty) e Taglio orizzontale (Tz)



Schema della trave TR13 e diagrammi di Momento torcente (Mt), Momento flettente orizzontale (My) e Momento flettente verticale (Mz)



Schema della trave TR13 e diagrammi di Deformazione verticale (Dy) e Deformazione orizzontale (Dz)

## 18. Indagini geologiche e geotecniche

Sono state effettuate numerose indagini geologiche sul sottosuolo della Lama di Laterza e si sono confrontati gli esiti con le relazioni di consulenza allegate al progetto redatte dal prof. ing. Pietro Colombo, emerito docente di Geotecnica dell'Università di Padova negli anni tra il 1960 e il 1980.

Le relazioni del prof. Colombo definivano, attraverso appositi sondaggi, una precisa caratterizzazione del sottosuolo della Lama di Laterza.

Inoltre venivano fornite prescrizioni e modalità di esecuzione nella realizzazione delle fondazioni che in parte sono state disattese per quanto si è potuto constatare esaminando gli atti contabili depositati nell'archivio del Consorzio di Bonifica.

Il prof. Colombo, infatti, prescriveva un precarico delle fondazioni di almeno 30-60 giorni prima dell'innalzamento delle Pile ma agli atti contabili consultati non risulta effettuata tale operazione. Il precarico delle fondazioni aveva la funzione di indurre un cedimento immediato che avrebbe, poi, ridotto i cedimenti a medio-lungo termine.

Inoltre in una prima versione della relazione del prof. Colombo si suggeriva una fondazione con impronta di base di 5,00x4,00 m a fronte di quella poi realizzata pari a 4,00x3,00 m ma con una sottofondazione in stabilizzato sporgente 50 cm e di stesso spessore che avrebbe dovuto avere analoga portanza.

I cedimenti, immediati e a lungo termine, vennero stimati sulla base delle risultanze dei calcoli strutturali di prima versione (ovvero quelli del 1969) che contenevano una sottovalutazione delle eccentricità di scarico fondale.

Dalle indagini GeoRadar effettuate (cfr. la relazione allegata R.8) è risultato che lo strato di stabilizzato di sottofondazione è appena rintracciabile e, sicuramente, è stato dilavato dal fluire dell'acqua d'alveo di tutte le parti fini che lo costituivano.

Inoltre le indagini sismiche a rifrazione (cfr. la relazione allegata R.7) hanno valutato una velocità di propagazione delle onde sismiche piuttosto elevata (circa 400 m/s) che sicuramente consente

un rilascio di energia sismica alla sovrastruttura non indifferente (si ricorda che la zona della Lama di Laterza è a medio-bassa sismicità ma molto prossima a zone a sismicità elevatissima).

Per quanto riguarda la caratterizzazione del terreno fondale si rinvia alla relazione geologica allegata (cfr. relazione R.9) che sostanzialmente conferma in toto le risultanze delle prove condotte il 18.08.1970 dal Centro Geotecnico Veneto.

In ogni caso è stata effettuata una verifica geotecnica delle fondazioni sulla base delle risultanze dei calcoli strutturali sopra esposti.

Esaminando le risultanze riportate in relazione allegata R.10 si possono fare alcune considerazioni che andranno poi più dettagliatamente confermate con apposite indagini in sede di eventuale progetto definitivo.

I cedimenti calcolati a breve e lungo termine in ipotesi di soli carichi gravitazionali dovevano essere entro i limiti di 2,4 cm e 3,5 cm rispettivamente.

Si è invece constatato che i cedimenti differenziali, dopo circa 50 anni, in alcuni casi hanno raggiunto valori anche di tre volte superiori.

Questo fatto non deve destare stupore né preoccupazione poiché, analizzando la sovrastruttura, non si ravvedono segni particolari o significativi di sollecitazioni indotte da cedimenti fondali.

Anche la stessa valutazione di capacità portante del terreno, stimata dal prof. Colombo entro il limite di 1,8-2,0 kg/cm<sup>2</sup>, è poco significativa sebbene per i carichi gravitazionali le tensioni di calcolo, alla luce delle azioni ipotizzate nel calcolo, sono prossime a 4,0 kg/cm<sup>2</sup>.

Resta, invece, qualche perplessità la modesta armatura superiore dei plinti, costituita da soli 4  $\phi$  16 nelle due direzioni, ma considerata l'elevata rigidità del plinto, alto 1,20 m, non dovrebbe essersi indotta alcuna sovratensione critica.

Dalla verifica delle sezioni del plinto nessuna preoccupazione destano le sollecitazioni di Taglio o di Punzonamento.

E' stata anche condotta la verifica dello stato di fatto in ipotesi sismica che ha prodotto tensioni sul terreno di poco superiori e cedimenti differenziali a lungo termine di poco superiori se non identici.

La considerazione finale che si può fare con assoluta certezza in merito alle veriche geotecniche e sulle fondazioni è che le stesse abbiano subito un cedimento iniziale ben superiore a quello previsto a causa del mancato precarico ma che i cedimenti si siano stabilizzati nel tempo visto che non appaiono sollecitazioni indotte sulla sovrastruttura.

In conclusione si sconsigliano interventi sulle fondazioni, salvo più precisa valutazione in sede di progetto definitivo, per non alterare l'equilibrio ormai stabilizzatosi negli anni.

## 19. Conclusioni

Alla luce di tutto quanto sopra esposto si possono trarre alcune conclusioni.

Nonostante le criticità progettuali sopra esposte l'opera, nel suo complesso, ha affrontato brillantemente quasi 50 anni di vita che non sono assolutamente pochi per le tecniche progettuali ordinarie dell'epoca di costruzione e tenuto conto anche della scarsissima, se non nulla, manutenzione cui è stata sottoposta.

Le tecnologie degli anni '60-'70 non erano particolarmente evolute soprattutto per quanto concerne le caratteristiche di resistenza meccanica e di durabilità dei materiali. Tuttavia, sulla base delle risultanze delle indagini sui materiali, si può affermare che, adottati gli opportuni interventi di rinforzo, la vita utile del Ponte-Tubo può tranquillamente essere prolungata.

Tenuto conto del costo dell'opera all'epoca di costruzione (pari a circa £ 400.000.000 equivalenti alla data odierna ad un valore di circa € 3.500.000) una ipotesi di demolizione e ricostruzione è del tutto sconsigliabile sia per i costi di demolizione che sarebbero necessari che per i conseguenti costi di

smaltimento dei rifiuti oltre, ovviamente, ai costi di ricostruzione.

L'adeguamento alle Norme Tecniche entrate in vigore quest'anno non è poi particolarmente oneroso rispetto ad eventuali interventi di manutenzione ordinaria per il miglioramento. Si stima, infatti, un maggior onere dell'adeguamento di circa il 15% rispetto all'analogo intervento di miglioramento che, però, non garantisce un prolungamento della vita utile dell'opera e ne lascia la vulnerabilità sismica a livelli quasi pari a quella attuale che è già molto bassa (circa pari al 20%).

Taranto, luglio 2018