

Agenzia Regionale per la Sicurezza Territoriale e la Protezione Civile
Servizio Area Reno e Po di Volano
Sede di Ferrara

**ACCORDO DI PROGRAMMA PER INTERVENTI URGENTI E PRIORITARI
PER LA MITIGAZIONE DEL RISCHIO IDROGEOLOGICO**
(art. 2, comma 240, della Legge 23 dicembre 2009, n. 191)

Provincia di Ferrara

Comune di Ferrara

Cod. 2ER1091 - Interventi urgenti di adeguamento e sistemazione del complesso di Valpagliaro per la regolazione dei deflussi del sistema idraulico del Po di Volano in comune di Ferrara (FE).
CUP: E64H17000100001

PROGETTO DEFINITIVO

Importo €. 1.000.000,00

Codice RENDIS: 08IR244/G1

**CALCOLI DELLE STRUTTURE E DEGLI IMPIANTI
PONTE N.2**

**DOC. N.
5.01**

- Relazione di calcolo e risanamento Ponte n.2
- Relazione dei materiali



Ferrara,

Il Responsabile del Procedimento:
Dott. Claudio Miccoli

Progettisti:

Ing. Alessandro Buzzoni

Collaboratori:

Ing. Riccardo Battaglia

Geom. Giovanni Babbi

Geom. Giorgio Bettini

STRUTTURE IMPIANTI PONTE N.2

SOMMARIO

1. DOCUMENTI DI SINTESI.....	- 2 -
1.1. SINTESI DELLO STUDIO.....	- 2 -
1.2. CONDIZIONI D'USO E LIVELLI DI SICUREZZA DELLA COSTRUZIONE.....	- 2 -
2. RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURALE.....	- 2 -
2.1. PREMESSA.....	- 2 -
2.2. ANALISI STORICO-CRITICA ED ESITO DEL RILIEVO GEOMETRICO-STRUTTURALE	- 2 -
<i>2.2.1. Analisi storico-critica</i>	<i>- 2 -</i>
<i>2.2.2. Esito del rilievo geometrico-strutturale</i>	<i>- 2 -</i>
2.3. DESCRIZIONE GENERALE DELL'OPERA E CRITERI GENERALI DI ANALISI E VERIFICA	- 3 -
2.4. QUADRO NORMATIVO DI RIFERIMENTO ADOTTATO	- 4 -
<i>2.4.1. Norme di riferimento cogenti.....</i>	<i>- 4 -</i>
<i>2.4.2. Altre norme e documenti tecnici integrativi.....</i>	<i>- 4 -</i>
2.5. LIVELLI DI CONOSCENZA E FATTORI DI CONFIDENZA.....	- 4 -
2.6. CARATTERISTICHE MECCANICHE DEI MATERIALI.....	- 5 -
3. VALUTAZIONE DELLA SICUREZZA	- 7 -
3.1. AZIONI DI PROGETTO SULLA STRUTTURA	- 7 -
3.2. MODELLO/I NUMERICO/I.....	- 9 -
<i>3.2.1. Metodologia di modellazione ed analisi</i>	<i>- 9 -</i>
<i>3.2.2. Modellazione dei vincoli interni ed esterni.....</i>	<i>- 9 -</i>
<i>3.2.3. Modellazione delle azioni</i>	<i>- 9 -</i>
<i>3.2.4. Combinazioni e/o percorsi di carico.....</i>	<i>- 10 -</i>
3.3. PRINCIPALI RISULTATI.....	- 11 -
<i>3.3.1. Involuppo delle sollecitazioni maggiormente significative</i>	<i>- 11 -</i>
<i>3.3.2. Reazioni vincolari</i>	<i>- 12 -</i>
<i>3.3.3. Altri risultati significativi.....</i>	<i>- 12 -</i>
3.4. VERIFICHE AGLI STATI LIMITE ULTIMI DELL'IMPALCATO - STATO DI FATTO	- 13 -
<i>3.4.1. Verifica SLU delle travi e della soletta.....</i>	<i>- 13 -</i>
<i>3.4.2. Verifica agli SLU allo schiacciamento agli appoggi.....</i>	<i>- 15 -</i>
3.6. VERIFICHE GEOTECNICHE - STATO DI FATTO	- 15 -
<i>3.6.1. Dati geometrici e parametri di input</i>	<i>- 17 -</i>
<i>3.6.2. Verifica della stabilità globale dell'insieme muro-terreno</i>	<i>- 18 -</i>
<i>3.6.3. Verifica allo scorrimento sul piano di posa.....</i>	<i>- 19 -</i>
<i>3.6.4. Verifica a ribaltamento</i>	<i>- 20 -</i>
<i>3.6.5. Verifica della capacità portante del terreno</i>	<i>- 22 -</i>
3.7. ESITO DELLA VALUTAZIONE DELLA SICUREZZA	- 24 -
4. INTERVENTI DI MIGLIORAMENTO STRUTTURALE PROPOSTI.....	- 25 -
4.1. VERIFICHE AGLI STATI LIMITE ULTIMI DELL'IMPALCATO - STATO DI PROGETTO	- 25 -
<i>4.1.1. Verifica SLU delle travi e della soletta.....</i>	<i>- 25 -</i>
<i>4.1.2. Verifica agli SLU allo schiacciamento agli appoggi.....</i>	<i>- 27 -</i>
4.2. VERIFICHE GEOTECNICHE - STATO DI PROGETTO	- 28 -
<i>4.2.1. Dati geometrici e parametri di input</i>	<i>- 28 -</i>
<i>4.2.2. Verifica della stabilità globale dell'insieme muro-terreno</i>	<i>- 28 -</i>

4.2.3. Verifica allo scorrimento sul piano di posa.....	- 29 -
4.2.4. Verifica a ribaltamento	- 30 -
4.2.5. Verifica terra armata	- 31 -
5. CONSIDERAZIONI CONCLUSIVE	- 33 -
6. ALLEGATI	- 34 -
6.1. PROVE GEOLOGICHE DA BANCA DATI REGIONALE.....	- 34 -

1. DOCUMENTI DI SINTESI

1.1. Sintesi dello studio

La presente relazione tecnica riguarda le verifiche agli SLU delle spalle e dell'impalcato del ponte adiacente all'ex conca di navigazione di Val Pagliaro (FE).

Il ponte è in calcestruzzo armato gettato in opera ed ha sezione composta da 3 travi principali con soletta collaborante originariamente di larghezza complessiva 5028 mm poi allargato mediante due aggetti laterali larghi rispettivamente 1630 mm e 1780 mm aventi struttura in c.a. mista a profilati tipo IPE nel numero di tre per lato. Le spalle e i muri andatori sono realizzati in muratura di mattoni pieni e malta di calce.

1.2. Condizioni d'uso e livelli di sicurezza della costruzione

Le condizioni d'uso corrispondono a quelle di ponte ordinario per il quale non è strettamente necessario mantenere la viabilità stradale in caso di evento sismico (classe d'uso II). Nella tabella successiva si riportano alcuni principali parametri di progettazione:

Vita Nominale	Classe d'uso	Coeff. D'uso	Periodo di riferimento
50 anni	II	1,0	50 anni

2. RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURALE

2.1. Premessa

Scopo della seguente relazione di calcolo è lo svolgimento delle verifiche agli Stati Limite Ultimi (SLU) dell'impalcato del ponte, delle spalle in muratura e dei muri andatori al fine di valutarne il livello di sicurezza in base alle prescrizioni delle NTC08, individuando il carico massimo transitabile sul ponte.

Nello specifico, si considereranno come criteri di valutazione le prescrizioni riportate nelle NTC 2018 e, ove ritenuto opportuno, negli Eurocodici, con particolare riferimento all'Eurocodice 8 - Progettazione delle strutture per la resistenza sismica - Parte 5: Fondazioni, strutture di contenimento ed aspetti geotecnici (UNI EN 1998-5:2005), adottando un approccio agli SLU.

2.2. Analisi storico-critica ed esito del rilievo geometrico-strutturale

2.2.1. Analisi storico-critica

Non è stato possibile identificare con esattezza l'epoca di prima edificazione del ponte, che si presume risalga alla metà/fine degli anni '60. Successivamente, il ponte è stato oggetto di interventi quali l'allargamento della carreggiata mediante due aggetti laterali in soluzione mista acciaio-calcestruzzo. Allo stato attuale l'impalcato in calcestruzzo getto in opera si presenta in cattivo stato di manutenzione, in particolare l'intradosso presente copriferri espulsi e armature esposte e degradate in una porzione sia delle trave che della soletta ben superiore al 50%.

2.2.2. Esito del rilievo geometrico-strutturale

Il rilievo geometrico-strutturale è stato eseguito con strumentazione standard: metro, distanziometro laser e macchina fotografica per relativa documentazione. E' stata predisposta una campagna di prove al fine di caratterizzare i materiali esistenti mediante sclerometrie, pacometrie, prelievo di 9 carote di calcestruzzo, successivamente schiacciate in laboratorio, prove di carbonatazione (si allega relazione sintetica riguardante le prove).

2.3. Descrizione generale dell'opera e criteri generali di analisi e verifica

Il ponte oggetto della presente relazione tecnica fa parte della viabilità carrabile a valle del sostegno e delle conche di Val Pagliaro (FE) site sul Po di Volano.

La struttura, chiusa al transito carrabile a seguito del cedimento del vecchio sostegno idraulico, dovrà essere riaperta al traffico veicolare e pertanto è richiesta la valutazione della portata della struttura (impalcato, spalle e muri andatori) in modo da definire un'eventuale limitazione di carico.

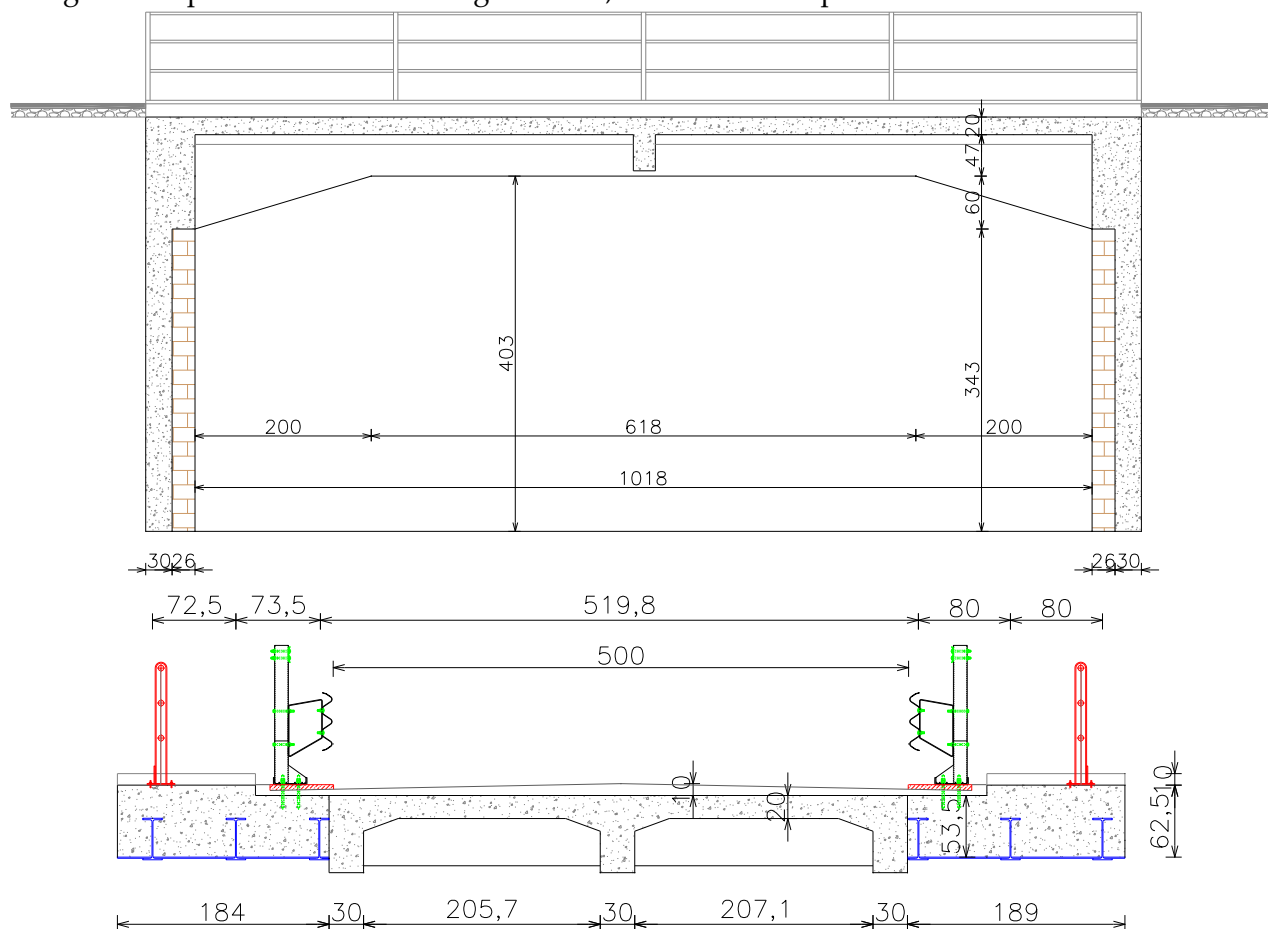
Le strutture portanti dell'impalcato esistente originario sono composte da tre travi principali di sezione 30x47 cm tra loro connesse da un traverso di sezione 25x41 cm a sostegno della soletta di spessore 20 cm; tutte le membrature sono in c.a.

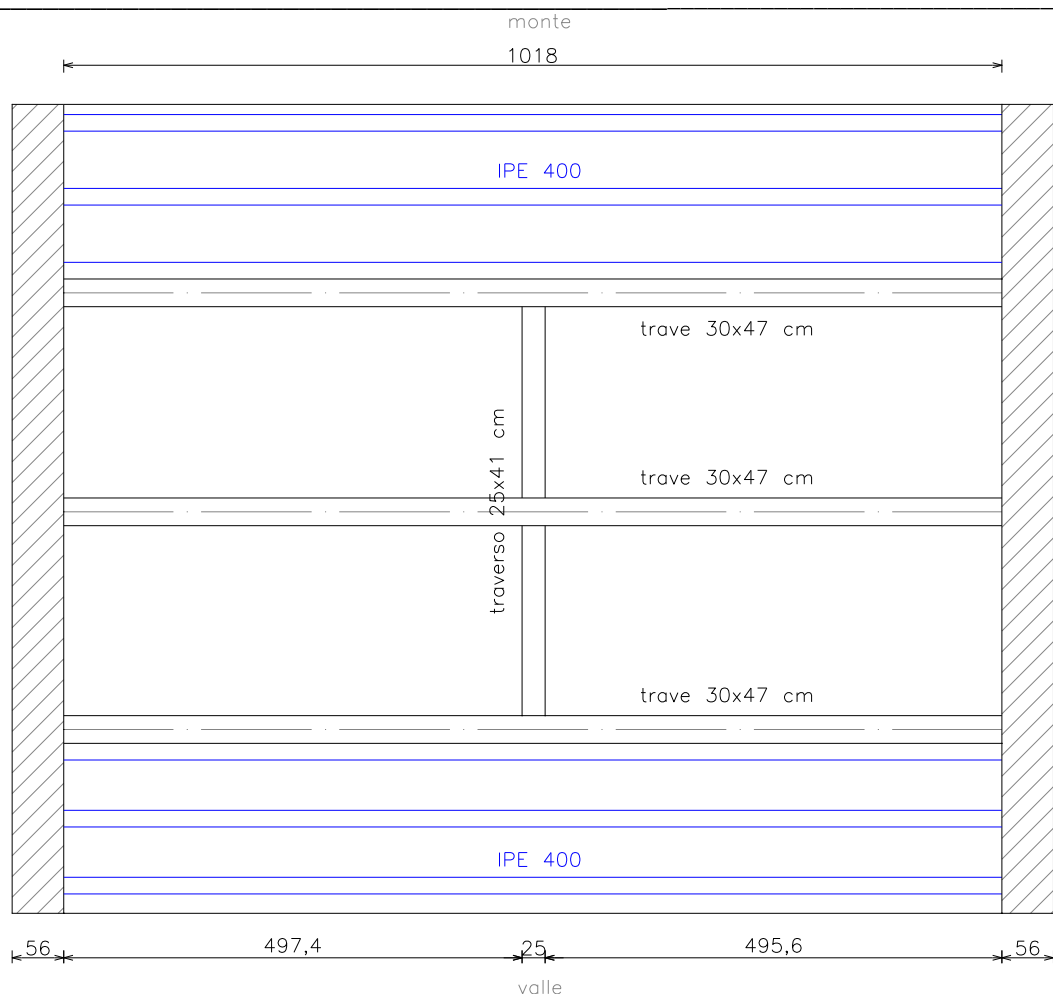
Le due porzioni aggiuntive realizzate sui lati di valle e di monte presentano sezione mista acciaio-calcestruzzo rispettivamente di larghezza 1780 mm e 1630 mm. Ciascuno degli aggetti ha struttura composta da tre profilati metallici tipo IPE 400 ad interasse 800 mm a sostegno di un piatto metallico intradossale poggiato sulle ali inferiori spesso 10 mm che funge da cassero a perdere per un getto collaborante di completamento di spessore complessivo 545 mm.

La luce complessiva netta del ponte è circa 10,18 m con una larghezza complessiva di circa 8,76 m.

La sezione trasversale è caratterizzata dalle tre travi principali aventi interasse di 2371 mm (trave di valle-trave centrale) e 2357 mm (trave centrale-trave di monte) con sbalzi della soletta lato valle di 1780 mm e lato monte di circa 1630 mm mentre la sezione longitudinale evidenzia lateralmente due selle di appoggio per le travi principali profonde 56 cm e centralmente un traverso.

A seguire si riportano la sezione longitudinale, trasversale e la pianta del manufatto:





Le spalle del ponte e i muri andatori sono invece a doppio paramento, quello interno in calcestruzzo spesso 30 cm, quello esterno in muratura a due teste spesso 26 cm in mattoni pieni e malta di calce con presenza di giunti sottili la cui sezione è stata rilevata dai tecnici del laboratorio LiFE che hanno prodotto anche i report di prova/sondaggio relativo alle indagini specialistiche sulle strutture.

2.4. Quadro normativo di riferimento adottato

2.4.1. Norme di riferimento cogenti

- Strutture in c.a. (travi, traversi e soletta): NTC 17/01/2018.

2.4.2. Altre norme e documenti tecnici integrativi

- Strutture in c.a. (travi, traversi e soletta): circ. 617 dello 02/02/2009 (ove applicabile in quanto le NTC 2018 coincidenti con le NTC 2008); EC8; EC5.

2.5. Livelli di conoscenza e fattori di confidenza

I sopralluoghi svolti, l'analisi della documentazione in possesso e le prove distruttive e non distruttive effettuate portano, in accordo con il capitolo C8A.1.B circ. 617/2009, per quanto riguarda l'impalcato, a un livello di conoscenza accurato **LC3**, a cui le NTC 2008 associano un fattore di confidenza **FC = 1,00**. Per le spalle, di cui si è fatto il solo rilievo geometrico con individuazione del tipo di muratura presente, si considererà invece un livello di conoscenza pari a **LC1**, a cui le NTC 2008 associano un fattore di confidenza **FC = 1,35**.

2.6. Caratteristiche meccaniche dei materiali

Per quanto riguarda il calcestruzzo, sono state eseguite sufficienti prove di caratterizzazione meccanica volte ad identificare la classe di resistenza; per le armature metalliche invece, non essendo stato possibile svolgere test meccanici, ai fini del presente studio è ragionevole adottare barre di armatura caratterizzate da un tipo di acciaio comunemente utilizzato all'epoca di costruzione. Dai sondaggi eseguiti e dalla demolizione di alcuni manufatti limitrofi risalenti pressoché alla stessa epoca, si può desumere trattarsi di barre tonde lisce. La resistenza della muratura delle spalle e dei muri andatori non è invece stata indagata; tuttavia è stato possibile individuarne la tipologia mediante un'indagine endoscopica. In base a quanto sopra indicato e tenendo conto dei livelli di conoscenza raggiunti, è ragionevole assumere i seguenti materiali.

Strutture di spalle e muri andatori:

Muratura in mattoni pieni e malta di calce (esistente)

Calcestruzzo di classe R_{cm} 28 -> C25/30 (esistente)

Strutture dell'impalcato (soletta, travi, soletta di fondo canale):

Calcestruzzo di classe R_{cm} 28 - C25/30 (esistente)

Armature in acciaio FeB22k (esistente)

Acciaio da carpenteria metallica S235 (esistente)

Calcestruzzo di classe C25/30 (di progetto per soletta fondo canale)

Armature in acciaio B450C (di progetto per soletta fondo canale)

Muratura in mattoni pieni e malta di calce - con giunti sottili:

In caso di analisi non lineari, ai sensi di C8.7.1.5 circ. 617/2009, non si dividono le resistenze per γ_M .

$f_m = 1,5 \cdot 2,4 / 1,35 = 2,67$ MPa; $\tau_0 = 1,5 \cdot 0,06 / 1,35 = 0,07$ MPa;

$E = 1,5 \cdot 1500 / 2 = 1125$ MPa; $G = 1,5 \cdot 500 / 2 = 375$ MPa;

$W = 18$ kN/m³;

Combinazioni di carico verticali ($\gamma_M = 3$); Combinazioni di carico sismiche ($\gamma_M = 2$)

Si sono dimezzati i moduli elastici per tener conto delle rigidità fessurate così come richiesto in C8A.2 circ. 617/2009 e §7.8.1.5.2 NTC 2008.

Calcestruzzo di classe C25/30:

$f_{ck} = 25$ MPa;

$\gamma_c = 1,5$; $\alpha_{cc} = 0,85$;

$f_{cd} = \alpha_{cc} f_{ck} / \gamma_c = 14,2$ MPa; $f_{ctd} = f_{ctk} / \gamma_c = 1,2$ MPa;

$E_c = 5700 R_{ck}^{1/2} = 31220$ MPa (da norma all'epoca costruzione);

$m_v = 22,62$ kN/m³ (da indagini in situ).

Acciaio FeB22k:

$\gamma_a = 1,15$;

$f_{yk} \geq 215$ MPa; $f_{tk} = 335$ MPa;

allungamento $\geq 24\%$

$f_{yd} = f_{yk} / \gamma_s = 186,9$ MPa.

Le resistenze così determinate sono tutte da dividere per $FC = 1,00$.

Acciaio S235:

$f_{yk} = 235$ MPa; $f_{tk} = 360$ MPa; $f_{yd} = 223,8$ MPa;

$E = 210000$ MPa; $\nu = 0,3$; $\rho = 78,5$ kN/m³.

Le resistenze così determinate sono tutte da dividere per $FC = 1,00$.

Per quanto attiene alla resistenza del terreno assunta nelle verifiche delle opere di sostegno (spalla e muri andatori del ponte) si rimanda alle indagini geotecniche prodotte dalla ditta TECNOLOGICA srl in zone prossime alla posizione del ponte.

<u>Calcestruzzo classe C25/30:</u> $f_{ck} = 250 \text{ daN/cm}^2$; $\gamma_c = 1,5$; $\alpha_{cc} = 0,85$; $f_{cd} = \alpha_{cc} f_{ck} / \gamma_c = 141,2 \text{ daN/cm}^2$; $f_{ctd} = 0,7 \cdot 0,3 \cdot f_{ck}^{2/3} / \gamma_c = 12 \text{ daN/cm}^2$; classe di esp. XC2 (fondazione).	<u>Acciaio B450C:</u> $\gamma_a = 1,15$; $f_y = 4500 \text{ daN/cm}^2$; $f_t = 5400 \text{ daN/cm}^2$; $f_{yd} = f_y / \gamma_a = 3913 \text{ daN/cm}^2$; copriferro 30 mm (fondazione).
--	---

3. VALUTAZIONE DELLA SICUREZZA

Si riporta nel seguito la valutazione della capacità resistente dei diversi elementi strutturali del ponte con riferimento alle azioni di servizio e a quelle dinamiche-sismiche.

3.1. Azioni di progetto sulla struttura

Impalcato:

peso soletta (spessore 20 cm)	4,52	kN/m ²
peso travi principali (distribuito a m ² di impalcato)	2,20	kN/m ²
peso traverso (distribuito a m ² di impalcato)	0,11	kN/m ²
peso aggetti laterali (distribuito a m ² di impalcato)	5,60	kN/m ²
peso sovrastruttura stradale - neri (spessore medio 8 cm)	1,76	kN/m ²

Totale permanenti strutturali (G_1) **12,43 kN/m²**

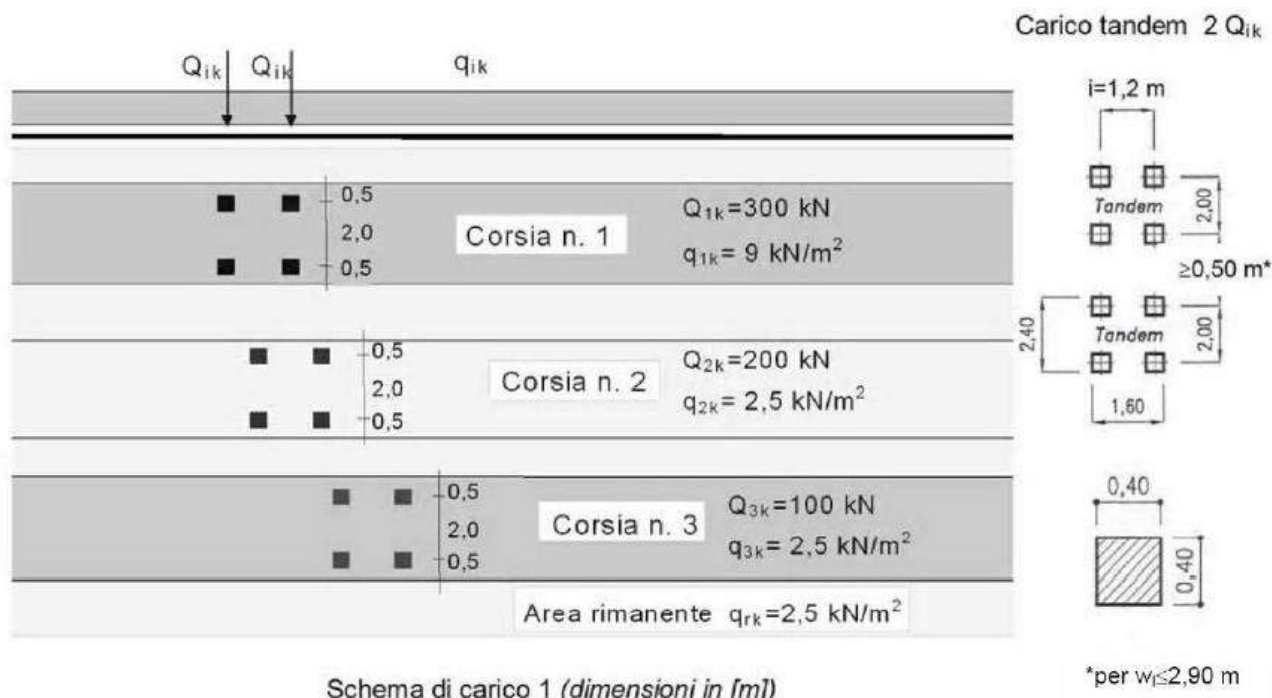
Totale permanenti strutturali (G_2) **1,76 kN/m²**

Carico accidentale (Q_{k1}) ponte di 1° categoria **Vedi schemi**

In base a quanto disposto al §5.1.3.3.2 delle NTC 2018, essendo la larghezza complessiva carrabile di progetto per il ponte pari a 5,00 m la norma prescrive, ai fini del calcolo, di considerare una sola corsia convenzionale di larghezza 3,00 m sulla quale saranno posizionati i carichi veicolari. Sulla parte rimanente è previsto un carico di 2,5 kN/m².

Definizione della tipologia di carico accidentale veicolare

La distribuzione dei carichi accidentali mobili sul ponte in oggetto segue lo schema individuato al punto §5.1.3.3.5 delle NTC 2018:



Per il ponte in oggetto è presente la corsia n. 1 (larghezza complessiva 5,00 m).

Determinazione del carico sismico ai sensi del §3.2 delle NTC 17/01/2018

Come disposto al §8.3 delle NTC 2018, trattandosi di ponte esistente (classe d'uso II), si considereranno i soli SLV.

I parametri di pericolosità sismica per la costruzione in oggetto sita a Valpagliaro (FE) sono:

Parametro: Valore:
Coordinate di sito Lat.: 44° ,8169 – Lon.: 11° ,8957

Classe d'uso II
Vita nominale 50 anni
Coefficiente d'uso 1,0
Periodo di riferimento 50 anni

Categoria di sottosuolo D (da banca dati Regionale)

Fattore di struttura orizzontale $q = 1$ (spettro elastico)

Di seguito si riporta lo spettro elastico in SLV e i principali parametri di pericolosità.

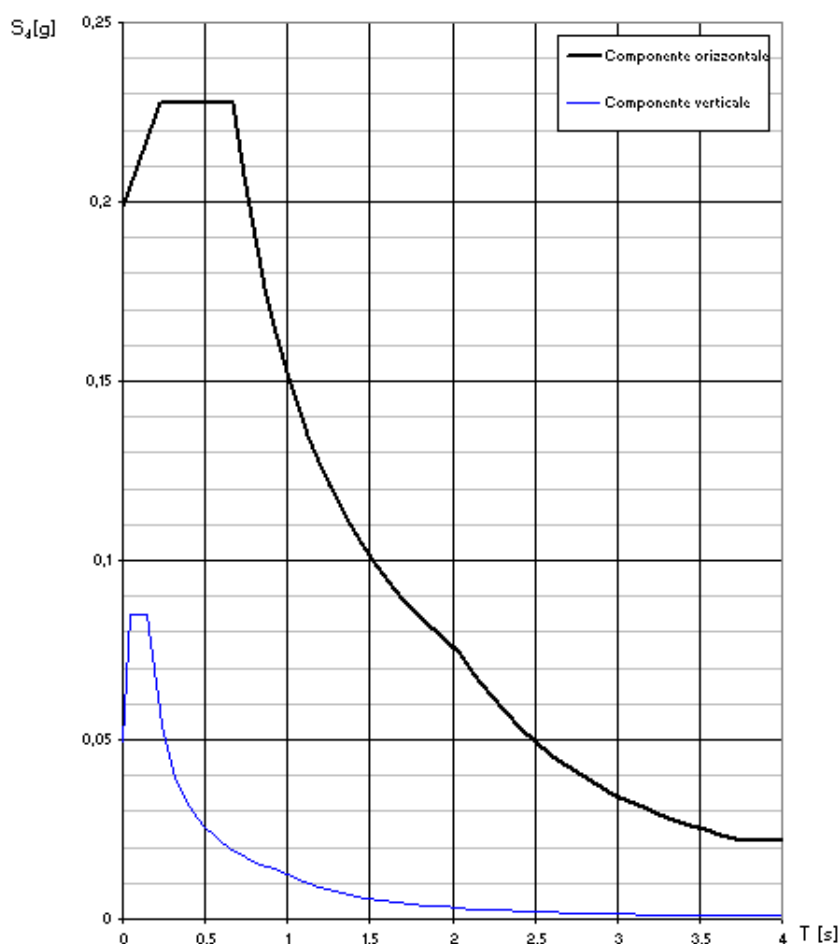
Spettri di risposta (componenti orizz. e vert.) per lo stato limite: SLV

Parametri indipendenti

STATO LIMITE	SLV
a_g	0,110 g
F_o	2,582
T_C	0,286 s
S_S	1,800
C_C	2,336
S_T	1,000
q	2,250

Parametri dipendenti

S	1,800
η	0,444
T_B	0,223 s
T_C	0,669 s
T_D	2,040 s



3.2. Modello/i numerico/i

3.2.1. Metodologia di modellazione ed analisi

L'analisi della struttura è stata condotta manualmente.

3.2.2. Modellazione dei vincoli interni ed esterni

Dovendo analizzare il solo impalcato si sono considerati vincoli perfetti alle estremità delle travi principali in modo da simulare il seguente schema rappresentativo della reale situazione in situ:



● Appoggio fisso;

◄○► Appoggio monodirezionale;

◄○►
↑↓ Appoggio bidirezionale.

3.2.3. Modellazione delle azioni

Le azioni che si sono considerate sono:

Azioni permanenti strutturali (G_1)

Pesi propri delle strutture conteggiati in automatico dal programma in base al peso specifico dichiarato.

Azioni permanenti portate (G_2)

Pesi permanenti sulle strutture conteggiati dal progettista per aree di influenza e immessi come carico sulle membrature che li portano direttamente come carichi distribuiti uniformemente.

Azioni accidentali da traffico (Q_{ki})

Azioni concentrate indotte dalla motrice considerati dal progettista e immessi sulla struttura secondo lo schema di carico 1 per ponti di I categoria (cfr. §5.1.3.3.5 NTC 2018).

Azioni accidentali da traffico (q_{1k})

Azioni distribuite indotte dal traffico veicolare leggero secondo lo schema di carico 1 per ponti di I categoria (cfr. §5.1.3.3.5 NTC 2018).

Azioni accidentali da traffico (q_{rk})

Azioni distribuite indotte dalla folla compatta (in combinazione) secondo lo schema di carico 1 per ponti di I categoria (cfr. §5.1.3.3.5 NTC 2018).

3.2.4. Combinazioni e/o percorsi di carico

Le combinazioni di carico sono, in base a quanto disposto al §2.5.3 delle NTC 17/01/2018 le seguenti:

- a) SLU: $\gamma_{G1}G_1 + \gamma_{G2}G_2 + \gamma_P P + \gamma_{Q1}Q_{k1} + \gamma_{Q2}\psi_{02}Q_{k2} + \gamma_{Q3}\psi_{03}Q_{k3} + \dots$
- b) SLE rara: $G_1 + G_2 + P + Q_{k1} + \psi_{02}Q_{k2} + \psi_{03}Q_{k3} + \dots$
- c) SLU sismica: $E + G_1 + G_2 + P + \psi_{21}Q_{k1} + \psi_{22}Q_{k2} + \dots$

I coefficienti moltiplicativi che si sono considerati sono riportati nelle seguenti tabelle, secondo quanto disposto al punto §5.1.3.12 delle NTC 2018 per i ponti stradali (cfr. Tabelle 5.1.V e 5.1.VI):

		Coefficiente	EQT ¹⁾	A1	A2
Azioni permanenti $G_1 + G_2$	favorevoli	$\gamma_{G1} = \gamma_{G2}$	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_{Qi}	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,50	1,50	1,30
Distorsioni e presollecitazioni di progetto	favorevoli	γ_{d1}	0,90	1,00	1,00
	sfavorevoli		1,00 ³⁾	1,00 ⁴⁾	1,00
Ritiro e viscosità, Cedimenti vincolari	favorevoli	$\gamma_{d2} = \gamma_{d3} = \gamma_{d4}$	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, e 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 poca compressione esterna

⁴⁾ 1,20 per effetti locali.

Azioni	Gruppo di azioni (Tab. 5.1.IV)	Coefficiente ψ_0 di combi- nazione	Coefficiente ψ_1 (valori frequent)	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

Per quanto concerne l'impalcato, la combinazione dei carichi verticali più gravosa risulta essere la combinazione fondamentale agli SLU riportata di seguito:

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

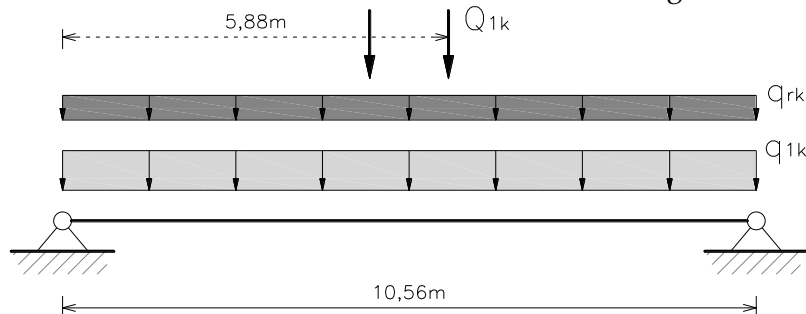
nella quale si assumono i seguenti coefficienti: $\gamma_{G1} = \gamma_{G2} = 1,35$ (i carichi permanenti portati si assumono compiutamente definiti); $\gamma_{Q1} = 1,35$. Si farà riferimento unicamente allo schema di carico 1 in cui tutte le azioni variabili sono azioni da traffico ($q_{1k} = 9 \text{ kN/m}^2$ e $q_{rk} = 2,5 \text{ kN/m}^2$), moltiplicandone i valori caratteristici per il coefficiente $\psi_{0j} = 0,75$. L'azione variabile dominante è rappresentata dai carichi tandem $Q_{1k} = 300 \text{ kN}$.

3.3. Principali risultati

Si riportano di seguito i risultati maggiormente significativi, con particolare riferimento alle massime azioni di progetto agenti sul ponte, valutate al fine di effettuare le verifiche agli SLU del manufatto. La luce netta dell'impalcato del ponte è di 10,18 m. Tuttavia, considerando che le travi sono inserite nelle spalle per una lunghezza di circa 56 cm ed ipotizzando che la trasmissione delle azioni avvenga in regime elastico secondo una legge triangolare delle pressioni sulle pareti della spalla, si ha che la luce di calcolo è di circa 10,56 m.

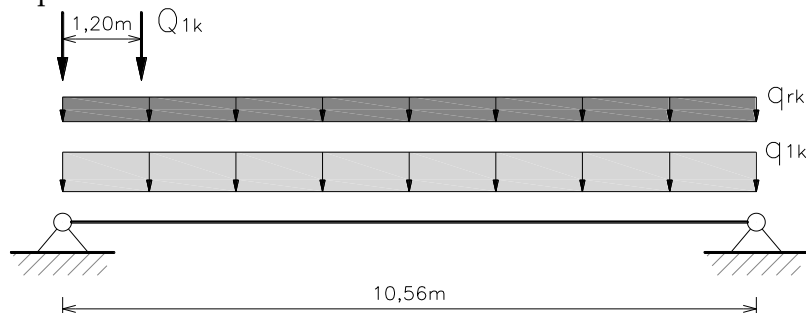
3.3.1. Involuppo delle sollecitazioni maggiormente significative

Nel caso in esame non è necessario procedere mediante il classico approccio delle linee di influenza. È infatti evidente, stante la simmetria del carico tandem, che le massime azioni flettenti si attingono quando il tandem si trova in mezzzeria della campata del ponte, ossia quando il primo dei due assali dista **5,88 metri** dal primo appoggio. Dai calcoli eseguiti secondo la combinazione fondamentale agli SLU risulta che il massimo momento flettente attinge il valore di **4553 kN·m**.



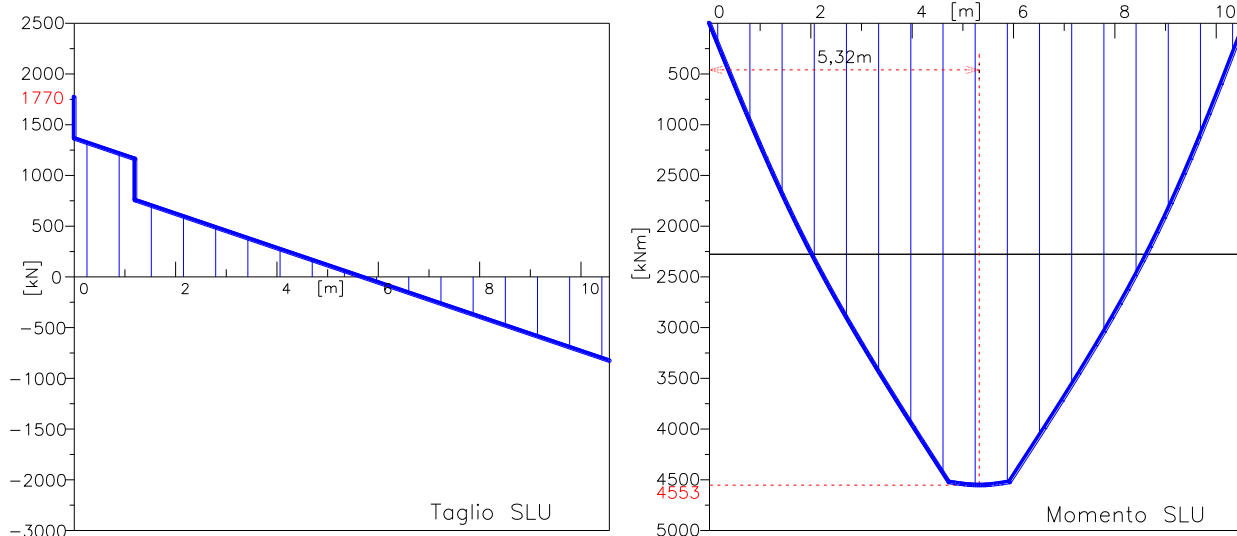
Disposizione del carico che massimizza il momento flettente (carico dominante Q_k).

Viceversa, lo sforzo di taglio massimo viene raggiunto in corrispondenza della spalla del ponte, quando il primo assale del tandem si trova ad una distanza dal primo appoggio pari a **1,2 m**, cioè ad una distanza dall'appoggio pari all'interasse tra gli assali. In tale circostanza il taglio massimo raggiunge un valore pari a **1770 kN**.



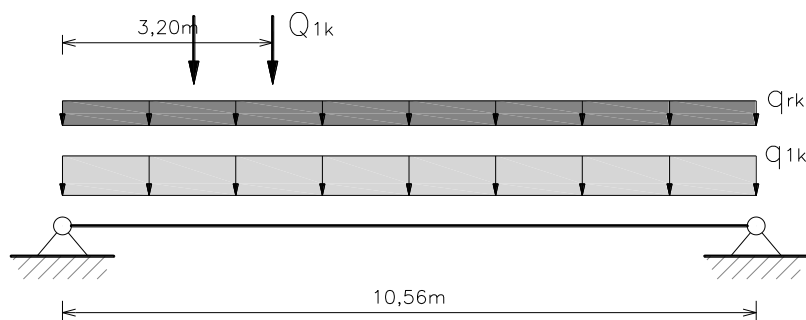
Disposizione del carico che massimizza il taglio (carico dominante Q_k).

Di seguito si riportano i corrispondenti diagrammi del taglio massimo e del momento flettente massimo in combinazione SLU.



Diagrammi del taglio e del momento corrispondenti alla combinazione fondamentale agli SLU.

Si deve sottolineare che le travi principali dell'impalcato originario presentano rastremazioni alle estremità che si estendono per circa due metri verso la campata. La verifica a taglio dovrà pertanto essere eseguita anche in corrispondenza dell'inizio delle rastremazioni e quindi si dovrà studiarne la linea d'influenza. Nella figura a seguire si riporta la configurazione che massimizza il taglio in corrispondenza della rastremazione che viene raggiunto quando il primo assale del tandem si trova ad una distanza dal primo appoggio pari a **3,2 m**. In tale circostanza il taglio sulla sezione di inizio delle rastremazioni attinge un valore pari a **1236 kN**.



Disposizione del carico che massimizza il taglio in corrispondenza dell'inizio della rastremazione.

3.3.2. Reazioni vincolari

La massima azione tagliante in corrispondenza della spalla del ponte, pari a **1770 kN**, corrisponde alla massima azione di compressione agente come carico eccentrico sulla spalla del ponte.

3.3.3. Altri risultati significativi

Non vi sono ulteriori risultati di rilievo da evidenziare.

3.4. Verifiche agli stati limite ultimi dell'impalcato - stato di fatto

3.4.1. Verifica SLU delle travi e della soletta

Al fine di verificare la resistenza della sezione si è svolta la verifica di sicurezza agli SLU. Gli schemi di armatura sono indicati nella restituzione fornita dalla ditta LiFE ottenuti dalle prove pacometriche in situ e dalla documentazione fotografica ad essa allegata e di seguito sintetizzata:

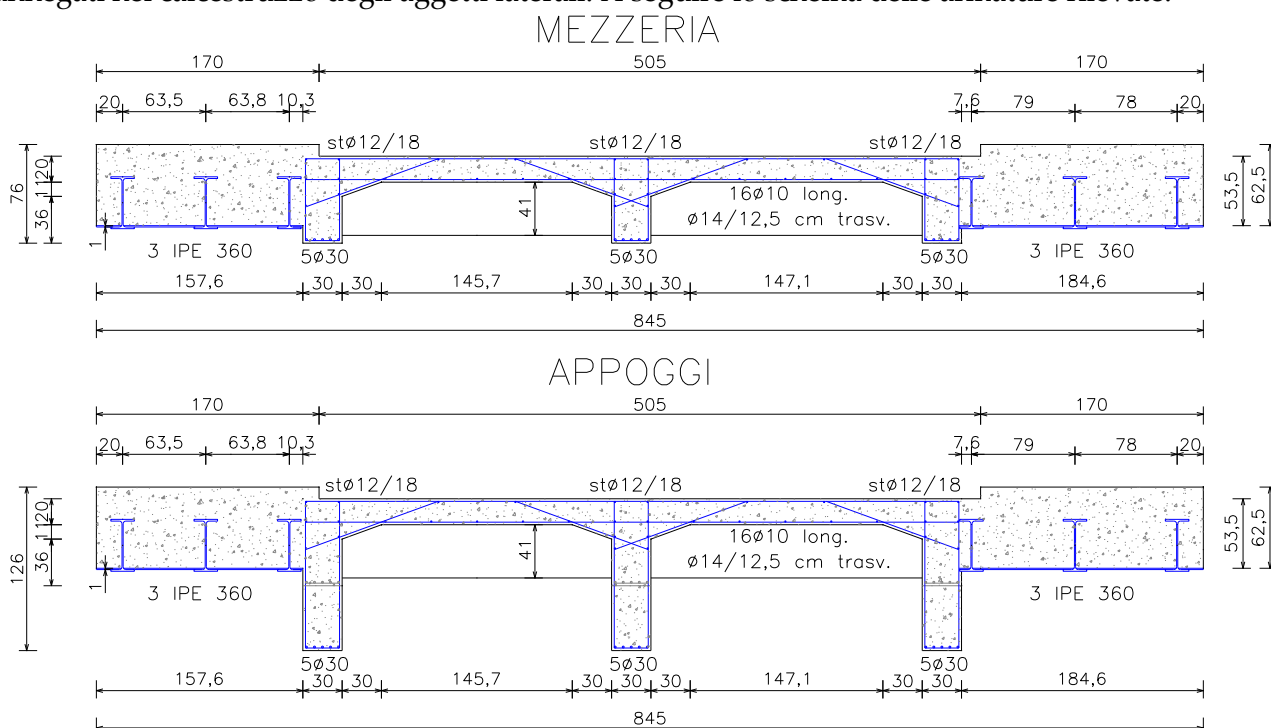


Intradosso travi principali - foto 1



Intradosso travi principali - foto 2

Le armature delle tre anime risultano essere composte da un singolo ordine di armature al positivo composti da 5 ferri $\phi 30$. L'armatura a taglio è composta da staffe $\phi 12$ passo 18 cm. L'armatura della soletta, più complessa da rilevare, è invece stata stimata in una doppia rete composta da barre opportunamente disposte di diametro $\phi 10$ a passo 35 cm in direzione longitudinale al ponte e $\phi 14$ a passo 10/15 cm in direzione trasversale al ponte. Sono inoltre presenti 3+3 profilati IPE 360 annegati nel calcestruzzo degli aggetti laterali. A seguire lo schema delle armature rilevate:



Si riportano di seguito i risultati delle verifiche ai carichi verticali agli SLU secondo le indicazioni delle NTC 2018. Per la verifica a flessione essendo la soletta prevalentemente compressa, a favore di statica, non si considereranno le armature estradosali. Per tenere conto dell'ossidazione delle armature longitudinali si è decurtato il diametro delle armature del 30% (al posto dei ferri $\phi 30$ si

sono considerati $\phi 20$, al posto dei ferri $\phi 14$ si sono considerati $\phi 10$, al posto dei ferri $\phi 10$ si sono considerati $\phi 8$ e le staffe da $\phi 12$ si sono considerate $\phi 8$).

Ipotizzando l'intera sezione trasversale del ponte come fosse un'unica trave si ottiene:

Verifica N/M

Titolo : sezione ponte mezzaria SLU

N° Vertici 24 **Zoom** **N° barre** 37 **Zoom**

N°	x [cm]	y [cm]
1	0	0
2	157,6	0
3	157,6	-13,5
4	187,6	-13,5
5	187,6	22,5
6	217,6	33,5

N°	As [cm²]	x [cm]	y [cm]
33	0,5	525,6	36
34	0,5	560,6	36
35	0,5	595,6	36
36	0,5	632,6	36
37	0,5	657,6	36

Sollecitazioni
S.L.U. **Metodo n**

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

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

Tipo rottura
Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

Materiali
FeB22k C25/30
 ϵ_{su} 67,5 ‰ ϵ_{c2} 2 ‰
 f_{yd} 187 N/mm² ϵ_{cu} 3,5 ‰
 E_s 200.000 N/mm² f_{cd} 14,17 N/mm²
 E_s/E_c 15 f_{cc}/f_{cd} 0,8
 ϵ_{syd} 0,935 ‰ $\sigma_{c,adm}$ 9,75 N/mm²
 $\sigma_{s,adm}$ 115 N/mm² τ_{co} 0,6
 τ_{cl} 1,829

M xRd 4.452 kN m
 σ_c -14,17 N/mm²
 σ_s 187 N/mm²
 ϵ_c 3,5 ‰
 ϵ_s 10,37 ‰
 d 73,25 cm
 x 18,48 x/d 0,2523
 δ 0,7554

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

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

Tipo flessione
☒ Retta ☐ Deviata

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

☐ Precompresso

$M_{Ed} = 4553 \text{ kNm} > M_{Rd} = 4452 \text{ kNm} \Rightarrow \rho \sim 98\% < 100\%$

NON VERIFICATO

Verifica V/T - sezione di appoggio

$$V_{R, sd} = 3 \cdot \left(0,9 \cdot d \cdot \frac{A_{sw}}{s} \cdot \frac{f_{yd}}{FC} \cdot (\cot \alpha + \cot \vartheta) \cdot \sin \alpha \right)$$

$$V_{R, sd} = 3 \cdot \left(0,9 \cdot 1130 \cdot \frac{2 \cdot 50,2}{180} \cdot \frac{186,9}{1,00} \cdot 2,5 \right) \approx 795 \text{ kN} < V_{Ed} = 1770 \text{ kN} \rightarrow NV$$

$$V_{R, cd} = 3 \cdot \left(0,9 \cdot d \cdot b_w \cdot \alpha_c \cdot \frac{0,5 \cdot f_{cd}}{FC} \cdot \frac{(\cot \alpha + \cot \vartheta)}{(1 + \cot^2 \vartheta)} \right)$$

$$\sigma_{cp} = \frac{N_{Ed}}{A_c} = 0 \text{ MPa} \rightarrow \alpha \approx 1,00$$

$$V_{R, cd} = 3 \cdot \left(0,9 \cdot 1130 \cdot 300 \cdot 1,00 \cdot \frac{0,5 \cdot 14,2}{1,00} \cdot 0,344 \right) \approx 2236 \text{ kN} > V_{Ed} = 1770 \text{ kN} \rightarrow OK$$

$V_{Ed} = 1770 \text{ kN} > V_{Rd} = 795 \text{ kN} \Rightarrow \rho \sim 45\% < 100\%$

NON VERIFICATO

Verifica V/T - sezione a inizio rastrematura

$$V_{R,sd} = 3 \cdot \left(0,9 \cdot d \cdot \frac{A_{sw}}{s} \cdot \frac{f_{yd}}{FC} \cdot (\cot \alpha + \cot \vartheta) \cdot \sin \alpha \right)$$

$$V_{R,sd} = 3 \cdot \left(0,9 \cdot 642,5 \cdot \frac{2 \cdot 50,2}{180} \cdot \frac{186,9}{1,00} \cdot 2,5 \right) \approx 452 kN < V_{Ed} = 1236 kN \rightarrow NV$$

$$V_{R,cd} = 3 \cdot \left(0,9 \cdot d \cdot b_w \cdot \alpha_c \cdot \frac{0,5 \cdot f_{cd}}{FC} \cdot \frac{(\cot \alpha + \cot \vartheta)}{(1 + \cot^2 \vartheta)} \right)$$

$$\sigma_{cp} = \frac{N_{Ed}}{A_c} = 0 MPa \rightarrow \alpha \approx 1,00$$

$$V_{R,cd} = 3 \cdot \left(0,9 \cdot 642,5 \cdot 300 \cdot 1,00 \cdot \frac{0,5 \cdot 14,2}{1,00} \cdot 0,344 \right) \approx 1271 kN > V_{Ed} = 1236 kN \rightarrow OK$$

$V_{Ed} = 1236 kN > V_{Rd} = 452 kN \Rightarrow \rho \sim 37\% < 100\%$
NON VERIFICATO

La sezione resistente non risulta verificata né a flessione né a taglio lato acciaio.

3.4.2. Verifica agli SLU allo schiacciamento agli appoggi

Le travi e la soletta poggiano direttamente sulle spalle a sezione mista muratura in mattoni pieni e malta di calce/setto in c.a. scaricando complessivamente un'azione di 1770 kN su una superficie di impronta di dimensione 502,8x56 cm circa.

Procedendo a favore di sicurezza ed ipotizzando la presenza soltanto di muratura con uno schema uniforme delle pressioni costante (stress-block) si ottiene:

$$\sigma = \frac{V_{sd}}{A_m} = \frac{1770000}{5028 \cdot 560} = 0,63 MPa < \frac{f_m}{\gamma_M} = \frac{2,67}{3} = 0,88 MPa$$

VERIFICATO

3.6. Verifiche geotecniche - stato di fatto

Secondo quanto disposto al §6.5.3.1.1 delle NTC 2018 gli elementi controterra (spalle e muri andatori) devono soddisfare le verifiche con riferimento ai seguenti stati limite:

- SLU di tipo geotecnico (GEO) e di equilibrio di corpo rigido (EQU);
- Stabilità globale del complesso opera di sostegno-terreno;
- Scorrimento sul piano di posa;
- Collasso per carico limite dell'insieme fondazione-terreno;
- Ribaltamento.

Ai fini della valutazione delle azioni date dal terreno sui manufatti occorre innanzitutto considerare che le spalle del ponte ed i muri andatori risultano elementi in muratura dotati di notevole rigidità. Non è quindi ipotizzabile il raggiungimento di uno stato limite attivo del terreno a tergo dei suddetti manufatti. Si deve inoltre considerare che il terreno a tergo delle spalle è stato rimosso e il materiale granulare di riempimento dovrà essere necessariamente costipato. Inoltre, come disposto al punto §6.5.3 delle NTC 2018, occorre portare in conto la dipendenza della spinta dei terreni dallo spostamento dell'opera.

Per tali motivi, in assenza di un monitoraggio del campo di spostamento del muro, appare opportuno impiegare, per il calcolo delle azioni del terreno sulle spalle e sui muri andatori, al

posto del coefficiente di spinta attiva, il coefficiente di spinta a riposo K_0 , purtroppo di non facile determinazione. Tale coefficiente, come è noto, dipende fortemente dalla storia tensionale subita dal terreno ed, in particolare, dal grado di sovraconsolidazione. Non disponendo di tali elementi, come suggerito da Bowles, in questa sede si assumerà, in via approssimata (formula di Jaky):

$$K_0 = 1 - \sin \varphi'$$

dove φ' è l'angolo di resistenza al taglio in condizioni drenate del terreno di riempimento.

Operando a favore di statica verranno inoltre trascurati l'angolo di attrito tra muro e terreno e la coesione ai fini della valutazione della spinta del terreno sui manufatti in oggetto.

Occorre altresì considerare che l'andamento delle pressioni lungo l'altezza del terreno è fortemente influenzato dagli spostamenti orizzontali che può subire il muro. In particolare, l'andamento di tipo idrostatico (ossia triangolare, con risultante applicata ad $H/3$ rispetto alla base del muro) è un'approssimazione accettabile soltanto se il manufatto può ruotare alla base (cfr. *Geotecnica*, di R. Lancellotta). Nel caso in esame, sia le spalle che i muri andatori sono caratterizzati da un'elevata rigidità data del notevole spessore rapportato ad un'altezza contenuta, specie per quanto riguarda le spalle, che in sommità supportano per di più l'impalcato del ponte. D'altra parte, il raggiungimento di uno stato ultimo del manufatto non si può, evidentemente, manifestarsi senza provocare nella struttura un campo di spostamento significativo. Per tali motivi, le spinte di natura statica indotte dal terreno verranno valutate mediante il coefficiente di spinta a riposo, assumendo per esse un andamento triangolare a tergo dei manufatti.

In accordo con tali ipotesi, l'espressione generale della spinta totale E_d (componente statica più componente idrostatica più componente idrodinamica più componente sismica valutata come azione pseudo statica agente sul terreno e sul manufatto) assume la forma seguente:

$$E_d = p_0 K_0 H + \frac{1}{2} \gamma^* \cdot K_0 \cdot (1 \mp k_v) \cdot H^2 + E_{wd} + E_{ws} + E_{ms} + \Delta p_d,$$

essendo:

p_0 = sovraccarico presente in sommità del terrapieno, a monte del muro [kN/m^2];

K_0 = coefficiente di spinta a riposo del terreno [-];

H = altezza complessiva del manufatto (comprensiva del tratto interrato) [m];

γ^* = peso specifico del terreno secco γ_t se al di sopra della falda, oppure peso specifico del terreno alleggerito se sotto falda = $\gamma_t - (1 - n) \gamma_w$ [kN/m^3], essendo n la porosità.

E_{wd} = spinta idrodinamica [kN/m];

E_{ws} = spinta idrostatica = $\frac{1}{2} \gamma_w h^2$ [kN/m];

Δp_d = incremento sismico della spinta [kN/m];

E_{ms} = azione pseudostatica agente sul manufatto rigido, pari a k_h volte il peso dello stesso;

k_v = coefficiente sismico verticale = $0,5 \cdot k_h$ (cfr. formula 7.11.7 NTC 2008);

k_h = coefficiente sismico orizzontale = $\frac{a_{\max}}{g}$ (per muri rigidi si assume $\beta_m = 1$).

a_{\max} rappresenta la massima accelerazione orizzontale, valutabile tramite l'espressione:

$$a_{\max} = a_g S_S S_T;$$

S_S = coefficiente di amplificazione stratigrafica;

S_T = coefficiente di amplificazione topografica di cui al §3.2.3.2 delle NTC 2008;

a_g = accelerazione orizzontale massima attesa su sito di riferimento rigido (vedasi paragrafo 3.1 della presente relazione).

La spinta idrodinamica E_{wd} può essere stimata tramite la formula di Matsuo e O'Hara (1960) riportata di seguito (cfr. formula E.17 EC8, parte 5):

$$E_{wd} = \frac{7}{12} k_h \gamma_w H^2$$

Essendo h l'altezza della falda misurata a partire dalla base del muro e γ_w il peso specifico dell'acqua. Si assume inoltre che la spinta E_{wd} agisca a una quota pari a $0,4 h$ dalla base del muro.

Per muri rigidi, seguendo le prescrizioni del punto E.9 dell'EC8, parte 5, l'incremento sismico della spinta (agente a $0,5 H$) può essere valutato come segue:

$$\Delta p_d = a_g \frac{S_s S_T}{g} \gamma_t H^2$$

Essendo l'accelerazione di gravità $g = 9,81 \text{ m/s}^2$.

Sul manufatto agisce altresì un'azione sismica proporzionale al peso (W) dello stesso, valutabile mediante l'espressione:

$$E_{sm} = k_h W.$$

3.6.1. Dati geometrici e parametri di input

Si riportano di seguito i dati impiegati per lo svolgimento delle verifiche agli SLU:

Altezza totale della spalla e dei muri d'ala	$H = 7,95 \text{ m}$
Sovraccarico terreno di monte:	$p_0 = 9 \text{ kPa}$
Angolo di attrito in condizioni drenate di progetto	$\varphi' = 22,4^\circ$
Coesione	assente
Angolo di attrito muro-terreno	$\delta = 0^\circ$
Pressione massima sul terreno di fondazione:	$k_t = 91,4 \text{ kN/m}^2$
Peso specifico del terreno:	$\gamma_t = 21 \text{ kN/m}^3$
Peso specifico alleggerito	$\gamma^* = 11 \text{ kN/m}^3$
Peso specifico della parete (mediato cls/muratura):	$w_m = 19,5 \text{ kN/m}^3$
Accelerazione orizzontale massima	$a_g = 0,110 g$
Coefficiente di amplificazione stratigrafica	$S_s = 1,800 - (\text{suolo D})$
Coefficiente di amplificazione topografica	$S_T = 1,000$

Si precisa che, per quanto attiene il valore dell'angolo di resistenza al taglio φ' , esso è stato determinato in base alle prove penetrometriche dinamiche condotte dalla ditta TECNOLOGICA srl in zone prossime alla posizione del ponte. In particolare, in base al numero equivalenti di colpi N_{SPTeq} determinato dalle prove suddette, si è determinata la densità relativa D_R impiegando la correlazione di Skempton per sabbie fini:

$$D_R = 0,22 \cdot N_{SPT}^{0,57} \left(100 \frac{\sigma'_{v0}}{p_a} \right)^{-0,14}$$

da cui si è ricavato il valore dell'angolo di attrito interno φ' dalla formula di Schmertmann, valida per sabbie fini uniformi:

$$\varphi_k' = 28 + 0,14 \cdot D_R$$

Mediando i valori di N_{SPTeq} forniti dalle prove penetrometriche dinamiche condotte fino ad una profondità di circa 5 metri dal piano campagna, si è ottenuto un angolo di attrito interno φ'

caratteristico dell'ordine dei 28°, da cui si è estrapolato il valore di progetto applicando un $\gamma_\phi = 1,25$ in accordo con la Tabella 6.2.II delle NTC 2018, ossia:

$$\varphi_d = \arctan(\tan(\varphi_k') / \gamma_\phi) = 22,4^\circ$$

Si precisa che tale valore è da considerarsi inevitabilmente approssimato, essendo stato ottenuto da formule empiriche fornite dalla letteratura in mancanza di ulteriori e più approfondite indagini sperimentali.

3.6.2. Verifica della stabilità globale dell'insieme muro-terreno

La verifica di stabilità globale del complesso opera di sostegno-terreno deve essere effettuata secondo l'Approccio 1, combinazione 2 (A2+M2+R2), tenendo conto dei coefficienti parziali riportati nelle Tabelle 6.2.I e 6.2.II per le azioni e i parametri geotecnici, e nella Tabella 6.8.I per le verifiche di sicurezza di opere di materiali sciolti e fronti di scavo.

Un metodo noto per effettuare la verifica a stabilità globale consiste nell'adottare diverse superfici di scorrimento circolari di tentativo, e verificare l'equilibrio alla rotazione rispetto al centro delle circonferenze.

La verifica risulta soddisfatta se:

$$E_d \leq R_d,$$

Essendo E_d la somma dei momenti ribaltanti $\sum_i M_{r_i}$ ed R_d la somma dei momenti stabilizzanti che si oppongono al cinematismo $\sum_i M_{s_i}$, dovuti alla resistenza sviluppata lungo la superficie di

scorrimento. Tale procedimento, noto come metodo di Bishop, è ampiamente usato per lo studio della stabilità dei muri di sostegno.

Operativamente si procede come segue: suddiviso il sistema del terreno (comprensivo dell'opera di sostegno) in un determinato numero di conci di uguale ampiezza, per ogni concio si possono individuare:

- a) il peso proprio;
- b) la risultante delle forze esterne agenti sulla superficie;
- c) le forze inerziali orizzontali e verticali;
- d) le reazioni normali e tangenziali mutue tra i conci;
- e) le reazioni normali e tangenziali alla base dei conci;
- f) le pressioni idrostatiche alla base.

Sotto l'ipotesi che la base di ciascun concio sia piana e che lungo la superficie di scorrimento valga il criterio della rottura alla Mohr-Coulomb ($\tau = \sigma' \tan(\varphi') + c'$), che correla tra loro le reazioni tangenziali e normali alla base.

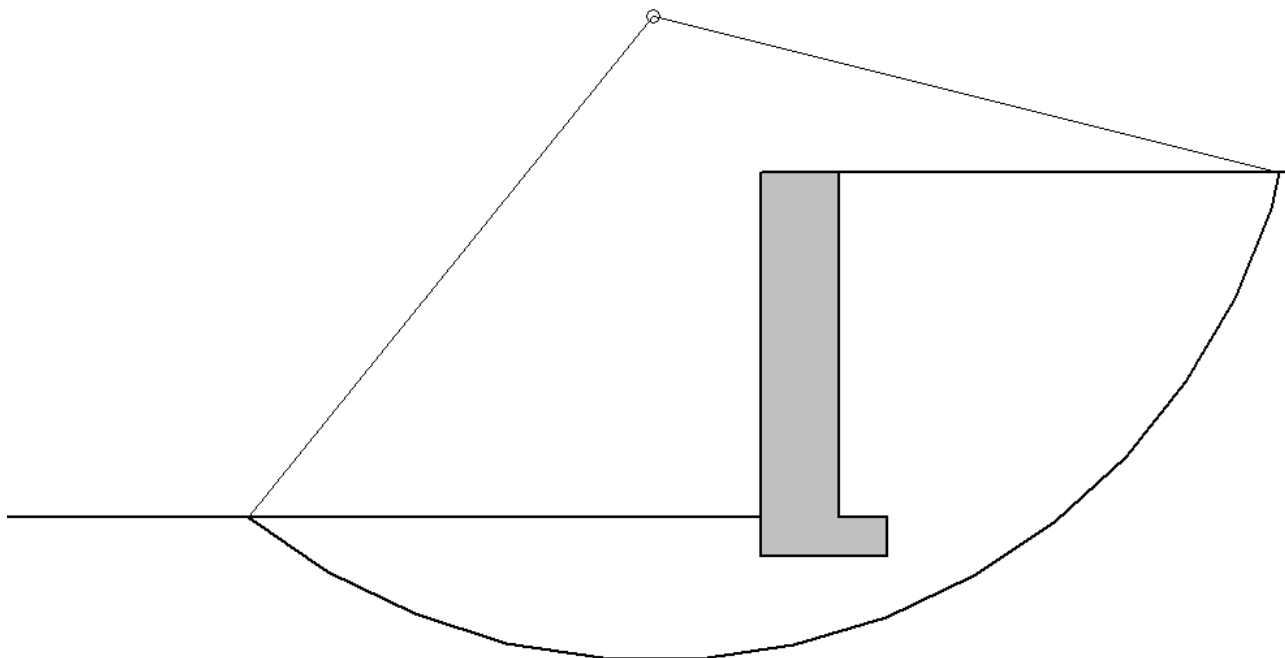
Seguendo il metodo di Bishop semplificato si assume inoltre l'uguaglianza delle reazioni normali alle facce laterali dei conci e si trascurano le reazioni laterali.

La geometria di verifica delle scarpate, sia che si tratti delle spalle sia che si tratti dei muri andatori, risulta la medesima.

Il dislivello fra lato terrapieno e lato campagna/alveo è pari all'altezza del muro 7,95 m, il sovraccarico considerato, in continuità con il ponte, è di 9 kN/m².

Con queste ipotesi, trascurando i cerchi di Bishop che intersecherebbero le strutture delle spalle o dei muri d'ala si ottengono le superfici limite di scorrimento riportate nella figura a seguire:

Coefficiente di Sicurezza: 0,645
Raggio della superficie di rottura: 13,359 m
Coordinate centro rispetto alla base del muro: $X = -2,231$ m, $Y = 11,188$ m

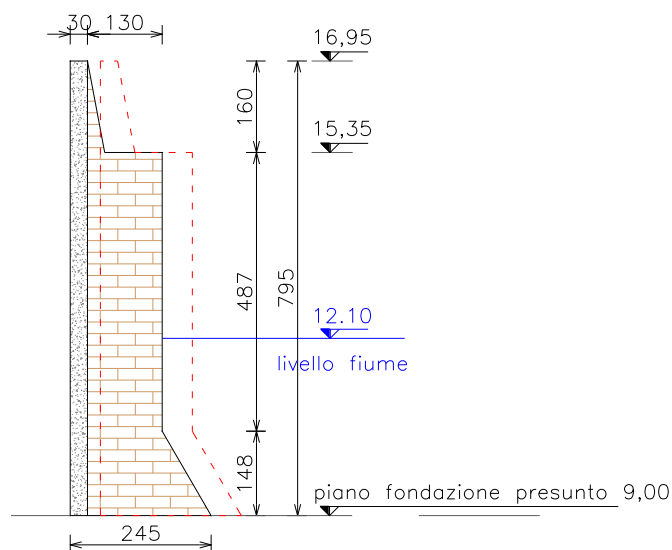


Si osserva che il coefficiente di sicurezza vale 0,645 ed è inferiore all'unità => **NON VERIFICATO**

3.6.3. Verifica allo scorrimento sul piano di posa

La verifica nei riguardi dello slittamento del manufatto in corrispondenza del piano di base del muro risulta soddisfatta se: $E_d \leq R_d$,

Essendo E_d la spinta orizzontale complessiva sul manufatto, data dalla spinta del terreno in condizioni sismiche, mentre la resistenza di progetto è data dall'attrito tra muro e terreno sul piano di posa del manufatto, funzione del peso proprio del muro (si ricordi che, in base alla Tabella 6.2.1 delle NTC 2018, i pesi permanenti non strutturali non vanno tenuti in conto se il loro effetto è favorevole).



Per quanto riguarda il coefficiente di attrito $\tan(\delta)$, in assenza di indagini accurate sulla natura del terreno è usuale assumerlo pari alla tangente di una quota parte dell'angolo di attrito interno ϕ' , solitamente compreso tra $1/2 \phi' \leq \delta \leq 2/3 \phi'$ (cfr. *Geotecnica*, di R. Lancellotta). A favore di statica, non verrà considerato il contributo della coesione.

Verifica delle spalle

Si applica quindi la seguente combinazione sismica per le azioni, che ai fini dello scorrimento sul piano di posa risulta essere la più gravosa:

$$E + G_1 + G_2 + P + \psi_{21} Q_{k1} + \psi_{22} Q_{k2} + \dots$$

La valutazione delle spinte per unità di larghezza della spalla risulta essere:

$$\text{Spinta sismica del terreno sotto falda: } E_s = \frac{1}{2} (1 + k_v) K_0 \gamma' H^2 = 0,5 \cdot 1,099 \cdot 0,619 \cdot 11 \cdot 7,95^2 = 236,5 \text{ kN/m};$$

$$\text{Spinta del sovraccarico a monte: } E_{p0} = q_{k2} \cdot K_0 \cdot H = 9 \cdot 0,619 \cdot 7,95 = 44,3 \text{ kN/m};$$

$$\text{Spinta idrostatica: } E_{ws} = \frac{1}{2} \gamma_w H^2 = 0,5 \cdot 10 \cdot 7,95^2 = 316 \text{ kN/m};$$

$$\text{Spinta idrodinamica: } E_{wd} = \frac{7}{12} k_h \gamma_w H^2 = \frac{7}{12} \cdot 0,198 \cdot 10 \cdot 7,95^2 = 73 \text{ kN/m};$$

$$\text{Incremento dinamico della spinta del terreno: } \Delta p_d = a_g \frac{S_s S_T}{g} \gamma' \cdot H^2 = 0,198 \cdot 11 \cdot 7,95^2 = 137,7 \text{ kN};$$

Azione di natura pseudostatica dovuta all'inerzia del muro (w_m indica il peso specifico del muro):

$$E_{sm} = a_g \frac{S_s S_T}{g} w_m \cdot A \cdot 1 = 0,198 \cdot 11,51 \cdot 19,5 = 44,4 \text{ kN};$$

da cui è possibile valutare la spinta *instabilizzante* E_d (la spinta sismica è maggiore di quella dei sovraccarichi a monte, dal momento che non si sommano in combinazione si considera la più sfavorevole):

$$E_d = E_s + E_{ws} + E_{wd} + \Delta p_d + E_{sm} = 807,6 \text{ kN/m}.$$

Il contributo resistente alla spinta viene calcolato come il peso del manufatto per il coefficiente di attrito $\tan(\delta)$, quest'ultimo ridotto di un 25% in accordo con la Tabella 6.2.II, impiegando la condizione M2 sui coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno. Si trascura, a favore di statica, il peso dato dall'implacato sulla spalla.

Assumendo $\gamma_{R1} = 1,1$ (cfr. Tabella 6.5.1 NTC 2018), l'azione resistente di progetto è quindi:

$$R_d = 0,9 \cdot 19,5 \cdot 11,51 \cdot \tan(2/3 \phi') / \gamma_{R1} = 49 \text{ kN/m}$$

La verifica pertanto risulta:

$$E_d = 807,6 \text{ kN/m} > R_d = 49 \text{ kN/m}$$

NON VERIFICATO

3.6.4. Verifica a ribaltamento

La verifica nei riguardi del ribaltamento del manufatto attorno allo spigolo esterno della base del muro risulta soddisfatta se: $E_d \leq R_d$,

Essendo E_d il momento instabilizzante dato dalla spinta del terreno (e dell'acqua, se presente), mentre il valore di progetto della resistenza R_d è dato dal momento stabilizzante dovuto al peso del manufatto.

Azione di natura pseudostatica dovuta all'inerzia del muro (w_m indica il peso specifico del muro):

$$E_{sm} = a_g (S_s S_T / g) w_m \cdot A \cdot 1 = 0,198 \cdot 11,51 \cdot 19,5 = 44,4 \text{ kN};$$

Da cui è possibile valutare il momento instabilizzante E_d :

$$E_d = E_s \frac{H}{3} + E_{ws} \frac{H}{3} + E_{wd} 0,4 \cdot H + \Delta P_d \frac{H}{2} + E_{sm} \cdot y_G = 2388 \text{ kN} \cdot \text{m/m}.$$

Tenuto conto che l'area della sezione trasversale della spalla è $11,51 \text{ m}^2$, il peso della spalla, per unità di larghezza, risulta $19,5 \cdot 11,51 = 224,4 \text{ kN/m}$. Tale forza peso è applicata ad una distanza di $1,63 \text{ m}$ dallo spigolo a valle della spalla, per cui il momento stabilizzante risulta:

$$R_d = 0,9 \cdot 224,4 \cdot 1,63 = 329,2 \text{ kN} \cdot \text{m/m}.$$

La verifica pertanto risulta:

$$E_d = 2388 \text{ kNm/m} > R_d = 329,2 \text{ kNm/m}$$

NON VERIFICATO

3.6.5. Verifica della capacità portante del terreno

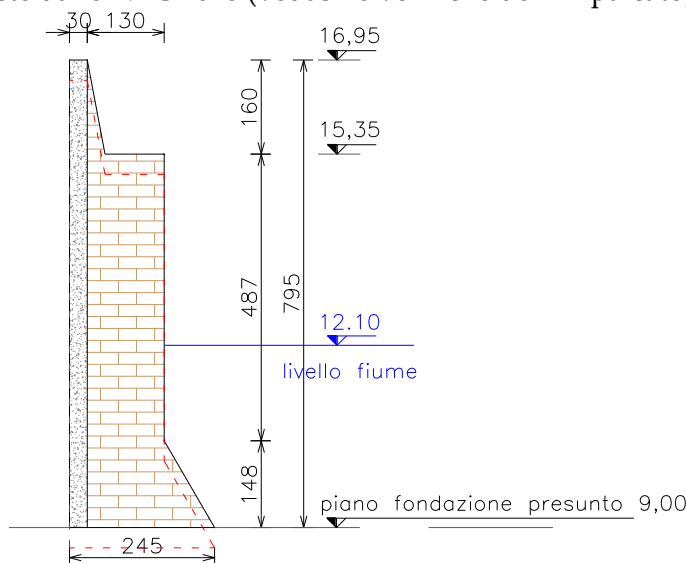
La capacità portante limite q_u può essere calcolata (cfr. *Fondazioni. Progetto e Analisi*, di J.E. Bowles) impiegando le formule di Terzaghi o di Hansen omettendo i fattori di forma:

$$q_u = c' \cdot d_c \cdot N_c + q' \cdot d_q \cdot N_q + 0,5 \cdot \gamma' \cdot B \cdot N_\gamma$$

Dove c' rappresenta la coesione del terreno, q' il sovraccarico presente ai bordi della fondazione del muro, γ' il peso del terreno alleggerito, N_c , N_q e N_γ i rispettivi fattori di capacità portante mentre d_c e d_q sono fattori che tengono conto della profondità della base del muro.

La verifica nei riguardi della capacità portante risulta soddisfatta se: $E_d \leq R_d$,

Essendo E_d la risultante delle azioni verticali agenti in corrispondenza della base del manufatto per effetto dei carichi di progetto, mentre R_d diviene la capacità portante limite q_u (opportunitamente valutata secondo i diversi approcci e combinazioni previsti nelle NTC 2018) moltiplicata per l'area di contatto tra la base della spalla ed il terreno sottostante, opportunitamente valutata per tener conto delle eventuali eccentricità. Adottando un approccio 2 (A1+M1+R3) si assume $\gamma_{G1} = 1,3$ per il peso del muro, $\gamma_{G2} = 1,3$ per il peso del terreno e per la quota parte di reazione dovuta ai carichi permanenti trasmessa dall'impalcato (valore compiutamente definito) e $\gamma_{Q1} = 1,5$ per le azioni variabili da traffico sull'impalcato ($q_{1k} = 9 \text{ kN/m}^2$ e $q_{1k} = 2,5 \text{ kN/m}^2$), ciascuna agente sulle superfici dell'impalcato disposte dalle NTC 2018 (vedasi le verifiche dell'impalcato).



Impiegando tali coefficienti per le azioni, la spinta verticale trasmessa dall'impalcato alla spalla del ponte risulta essere pari a 1770 kN. A questa va sommato il peso della spalla amplificato di γ_{G1} volte, pari a 1467 kN.

L'azione di progetto risulta quindi $E_d = 3237$ kN.

La capacità portante limite viene calcolata in base ai fattori di capacità portante, di seguito definiti (valutati secondo Prandtl e Reissner):

$$N_q = \tan^2\left(\frac{\pi + \varphi'}{2}\right) e^{\pi \cdot \tan(\varphi')}; \quad N_c = (N_q - 1) \cot(\varphi'); \quad N_\gamma = 2 \cdot (N_q + 1) \cdot \tan(\varphi').$$

Assumendo un angolo di attrito interno di progetto $\varphi' = 22,4^\circ$, si ha:

$$N_c = 17,34; \quad N_q = 8,15; \quad N_\gamma = 7,54.$$

Trascurando, a favore di statica, la coesione e utilizzando valori unitari per i fattori di profondità, la portanza limite alla base della spalla risulta:

$$(q' \cdot N_q + 0,5 \cdot \gamma' \cdot B_{eff} \cdot N_\gamma) \cdot L \cdot B_{eff},$$

Essendo L la larghezza della spalla, pari a 5,03 m, e B_{eff} lo spessore "equivalente" della spalla, ossia la larghezza della spalla che rende centrata la risultante delle azioni verticali.

Tale valore risulta essere $B_{eff} = 2 \cdot [(X_G - 0,3) \cdot W_G / (W_G + 352) + 0,3] = 1,07$ m.

dove $X_G = 0,82$ m.

Risulta $R_d = (q' \cdot N_q + 0,5 \cdot \gamma' \cdot B_{eff} \cdot N_\gamma) L \cdot B_{eff} / \gamma_R = (1360,6 + 0,5 \cdot 169,4) \cdot 5,03 \cdot 1,07 / 1,4 = 7779$ kN.

Si ha quindi:

$$E_d = 3237 \text{ kN} < R_d = 7779 \text{ kN}$$

VERIFICATO

3.7. Esito della valutazione della sicurezza

Dalle analisi condotte si conclude che, allo stato attuale, le membrature del ponte non risultano tutte verificate per le azioni di servizio dettate dalle NTC 2018 per ponti di I° categoria.

In particolare, si sono evidenziate criticità in ordine alle verifiche di resistenza a flessione e a taglio dell'impalcato, di equilibrio globale del sistema spalla-muri andatori in quanto la presenza delle azioni prescritte dalla normativa, unitamente al contributo dell'azione sismica, determinano un incremento delle spinte tale da innescare fenomeni di ribaltamento, scorrimento e scivolamento del sistema spalla-muri andatori e terreno. Le verifiche di schiacciamento del terreno di fondazione risultano invece soddisfatte.

In particolare le membrature inflesse dell'impalcato non sono verificate agli SLU sia per i meccanismi di pressoflessione che di taglio e, unitamente ad una necessaria ed adeguata manutenzione, dovranno essere opportunamente rinforzate secondo le disposizioni previste dalle NTC 2018 per ponti di I° categoria.

4. INTERVENTI DI MIGLIORAMENTO STRUTTURALE PROPOSTI

Dalle valutazioni effettuate risulta che l'impalcato, le spalle e i muri andatori del ponte devono essere sottoposti ad interventi di rinforzo strutturale al fine di ottenere un grado di sicurezza accettabile. In particolare sono previsti i seguenti interventi:

- Impalcato: realizzazione di idonei incrementi di armatura longitudinale e trasversale mediante barre/nastri metallici previa scarifica dell'attuale intradosso, successiva protezione catodica delle armature già presenti e ripristino dei calcestruzzi.
- Muri andatori: realizzazione di idonea foratura mediante carotatore al fine di realizzare un adeguato drenaggio (passo 90 cm e diametro dei fori $\Phi 100$ mm) ed eliminare le eventuali sovraspinte idrauliche;
- Spalle: realizzazione di una soletta di collegamento al piede delle spalle tra destra e sinistra idraulica dello spessore di 25 cm in modo da salvaguardare dalla corrente il fondale e le fondazioni del ponte e, nel contempo, di eliminare le spinte trasmesse dai terrapieni al manufatto;
- Riempimento: riempimento a tergo delle spalle/muri andatori con stabilizzato adeguatamente costipato per strati di idoneo spessore (a seconda della resistenza meccanica del tessuto dichiarata dal produttore). Posizionamento in corrispondenza di spalle e muri d'ala di un dreno in pietrame. I fogli di geotessile/geogriglie devono essere estesi per l'intera larghezza del terrapieno e devono avere lunghezza tale da garantire un'adeguata resistenza oltre il cuneo di spinta a tergo del manufatto. I fogli di geotessile dovranno essere posizionati in opera in modo che il passo e l'ampiezza dei risvolti siano adeguati, in funzione delle caratteristiche di resistenza dichiarate dal produttore.

A seguire si riportano le diverse verifiche tenendo conto degli interventi sopra elencati.

4.1. Verifiche agli stati limite ultimi dell'impalcato - stato di progetto

4.1.1. Verifica SLU delle travi e della soletta

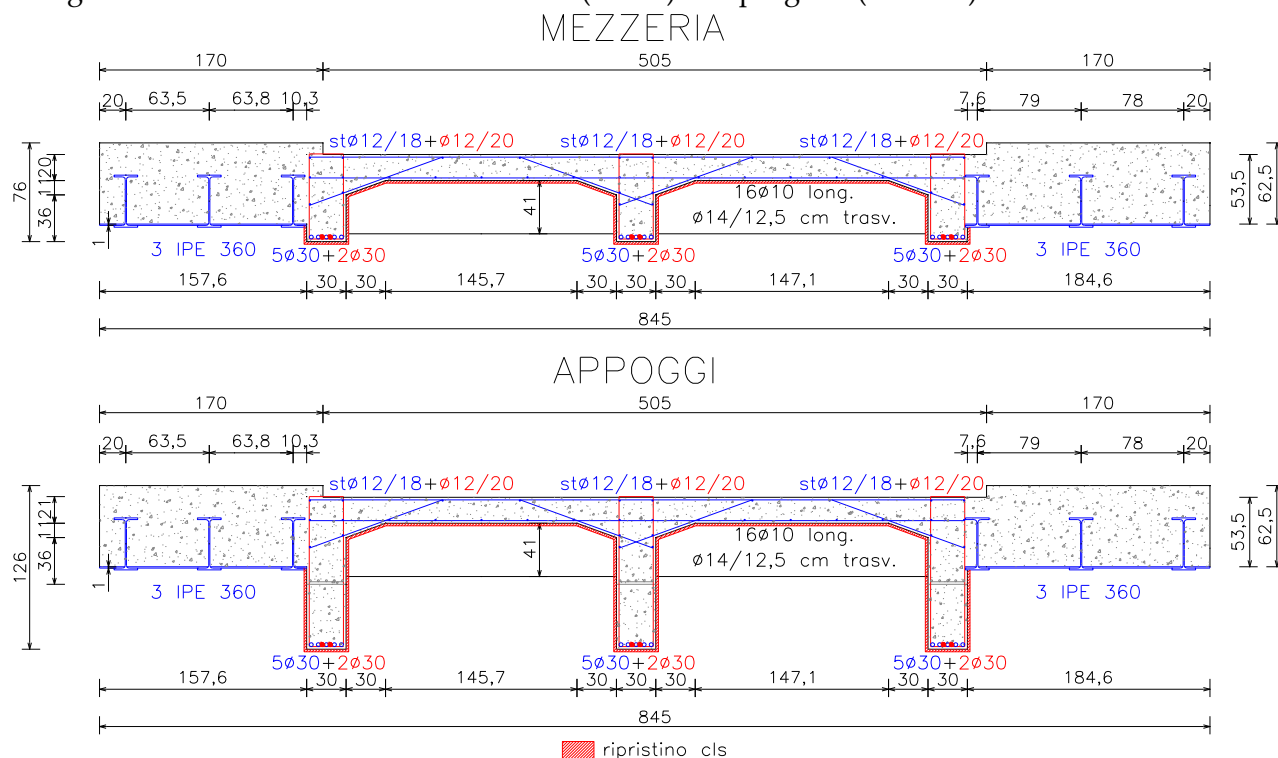
Come riportato in precedenza le armature delle tre anime risultano essere composte da un singolo ordine di armature al positivo composti da 5 ferri $\phi 30$. L'armatura a taglio è composta da staffe $\phi 12$ passo 18 cm. L'armatura della soletta, più complessa da rilevare, è invece stata stimata in una doppia rete composta da barre opportunamente disposte di diametro $\phi 10$ a passo 35 cm in direzione longitudinale al ponte e $\phi 14$ a passo 10/15 cm in direzione trasversale al ponte. Sono inoltre presenti 3+3 profilati IPE 360 annegati nel calcestruzzo degli aggetti laterali.

Durante i sopralluoghi e dal report di prova redatto a cura della ditta LiFE si è evidenziato un quadro di ossidazione che interessa la quasi totalità delle armature intradossali e per tenerne conto si è decurtato il diametro rilevato delle barre del 30% (al posto dei ferri $\phi 30$ si sono considerati $\phi 20$, al posto dei ferri $\phi 14$ si sono considerati $\phi 10$, al posto dei ferri $\phi 10$ si sono considerati $\phi 8$ e le staffe da $\phi 12$ si sono considerate $\phi 8$).

Con le suddette ipotesi le verifiche hanno evidenziato uno stato di carenza per quanto riguarda la resistenza a flessione e a taglio lato acciaio con percentuali di verifica inferiori al 100% e rispettivamente pari a 98% (flessione) e 37% (taglio lato acciaio).

Al fine di rendere adeguate le sezioni a flessione e a taglio si incrementano le armature longitudinali e trasversali delle tre anime mediante l'inserimento di 2 $\phi 30$ /anima intradossali correnti e staffe $\phi 12$ a passo 20 cm.

A seguire lo schema delle armature rilevate (in blu) e di progetto (in rosso):



Si riportano di seguito i risultati delle verifiche ai carichi verticali agli SLU secondo le indicazioni delle NTC 2018:

Verifica N/M

Titolo : sezione ponte mezzaria SLU - progetto

N° Vertici 24 **Zoom** **N° barre** 43 **Zoom**

N°	x [cm]	y [cm]
1	0	0
2	157,6	0
3	157,6	-13,5
4	187,6	-13,5
5	187,6	22,5
6	217,6	33,5

N°	As [cm²]	x [cm]	y [cm]
39	14,7	176	-10,75
40	14,7	405	-10,75
41	14,7	411	-10,75
42	14,7	642	-10,75
43	14,7	648	-10,75

Sollecitazioni
S.L.U. Metodo n

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

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

Tipo rottura
Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

Materiali
FeB22k C25/30
ε_{su} 67,5 ‰ ε_{c2} 2 ‰
f_{yd} 187 N/mm² ε_{cu} 3,5 ‰
E_s 200.000 N/mm² f_{cd} 14,17 N/mm²
E_s/E_c 15 f_{cc}/f_{cd} 0,8
ε_{syd} 0,935 ‰ σ_{c,adm} 9,75 N/mm²
σ_{s,adm} 115 N/mm² τ_{co} 0,6
τ_{c1} 1,829

M xRd 5,395 kN m

σ_c -14,17 N/mm²
σ_s 187 N/mm²
ε_c 3,5 ‰
ε_s 9,199 ‰
d 73,25 cm
x 20,19 **x/d** 0,2756
δ 0,7845

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

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

Tipo flessione
☒ Retta ☐ Deviata

N° rett. 100

Calcola MRd **Dominio M-N**
L₀ 0 cm **Col. modello**

☐ Precompresso

$M_{Ed} = 4553 \text{ kNm} > M_{Rd} = 5395 \text{ kNm} \Rightarrow Q \sim 118\% > 100\%$

VERIFICATO

Verifica V/T - sezione di appoggio (si considerano solo le nuove armature):

$$V_{R,sd} = 3 \cdot \left(0,9 \cdot d \cdot \frac{A_{sw}}{s} \cdot f_{yd} \cdot (\cot \alpha + \cot \vartheta) \cdot \sin \alpha \right)$$

$$V_{R,sd} = 3 \cdot \left(0,9 \cdot 1130 \cdot \frac{2 \cdot 113}{200} \cdot 391 \cdot 2,5 \right) \approx 3370 kN > V_{Ed} = 1770 kN \rightarrow OK$$

$$V_{R,cd} = 3 \cdot \left(0,9 \cdot d \cdot b_w \cdot \alpha_c \cdot \frac{0,5 \cdot f_{cd}}{FC} \cdot \frac{(\cot \alpha + \cot \vartheta)}{(1 + \cot^2 \vartheta)} \right)$$

$$\sigma_{cp} = \frac{N_{Ed}}{A_c} = 0 MPa \rightarrow \alpha \approx 1,00$$

$$V_{R,cd} = 3 \cdot \left(0,9 \cdot 1130 \cdot 300 \cdot 1,00 \cdot \frac{0,5 \cdot 14,2}{1,00} \cdot 0,344 \right) \approx 2236 kN > V_{Ed} = 1770 kN \rightarrow OK$$

$V_{Ed} = 1770 kN < V_{Rd} = 2236 kN$
 $\bar{Q} \sim 126\% > 100\%$
VERIFICATO

Verifica V/T - sezione di inizio rastrematura (si considerano solo le nuove armature):

$$V_{R,sd} = 3 \cdot \left(0,9 \cdot d \cdot \frac{A_{sw}}{s} \cdot \frac{f_{yd}}{FC} \cdot (\cot \alpha + \cot \vartheta) \cdot \sin \alpha \right)$$

$$V_{R,sd} = 3 \cdot \left(0,9 \cdot 642,5 \cdot \frac{2 \cdot 113}{200} \cdot 391 \cdot 2,5 \right) \approx 1916 kN > V_{Ed} = 1236 kN \rightarrow OK$$

$$V_{R,cd} = 3 \cdot \left(0,9 \cdot d \cdot b_w \cdot \alpha_c \cdot \frac{0,5 \cdot f_{cd}}{FC} \cdot \frac{(\cot \alpha + \cot \vartheta)}{(1 + \cot^2 \vartheta)} \right)$$

$$\sigma_{cp} = \frac{N_{Ed}}{A_c} = 0 MPa \rightarrow \alpha \approx 1,00$$

$$V_{R,cd} = 3 \cdot \left(0,9 \cdot 642,5 \cdot 300 \cdot 1,00 \cdot \frac{0,5 \cdot 14,2}{1,00} \cdot 0,344 \right) \approx 1271 kN > V_{Ed} = 1236 kN \rightarrow OK$$

$V_{Ed} = 1236 kN < V_{Rd} = 1271 kN$
 $\bar{Q} \sim 103\% > 100\%$
VERIFICATO

La sezione resistente risulta verificata sia a flessione che a taglio.

4.1.2. Verifica agli SLU allo schiacciamento agli appoggi

Le travi e la soletta poggiano direttamente sulle spalle a sezione mista muratura in mattoni pieni e malta di calce/setto in c.a. scaricando complessivamente un'azione di 1770 kN su una superficie di impronta di dimensione 502,8x56 cm circa.

Procedendo a favore di sicurezza ed ipotizzando la presenza soltanto di muratura con uno schema uniforme delle pressioni costante (stress-block) si ottiene:

$$\sigma = \frac{V_{Sd}}{A_m} = \frac{1770000}{5028 \cdot 560} = 0,63 MPa < \frac{f_m}{\gamma_M} = \frac{2,67}{3} = 0,88 MPa$$

VERIFICATO

4.2. Verifiche geotecniche - stato di progetto

4.2.1. Dati geometrici e parametri di input

Si riportano di seguito i dati impiegati per lo svolgimento delle verifiche agli SLU:

Altezza totale della spalla e dei muri d'ala	$H = 7,95 \text{ m}$
Sovraccarico terreno di monte:	$p_0 = 9 \text{ kPa}$
Angolo di attrito interno in condizioni drenate terra armata	$\varphi' = 90^\circ$ (non spingente)
Coesione terra armata	assente
Angolo di attrito in condizioni drenate di progetto	$\varphi' = 22,4^\circ$
Coesione	assente
Angolo di attrito muro-terreno	$\delta = 0^\circ$
Pressione massima sul terreno di fondazione:	$k_t = 91,4 \text{ kN/m}^2$
Peso specifico del terreno:	$\gamma_t = 21 \text{ kN/m}^3$
Peso specifico alleggerito	$\gamma^* = 11 \text{ kN/m}^3$
Peso specifico della muratura:	$w_m = 19,5 \text{ kN/m}^3$
Accelerazione orizzontale massima	$a_g = 0,110 \text{ g}$
Coefficiente di amplificazione stratigrafica	$S_s = 1,800$ – (suolo D)
Coefficiente di amplificazione topografica	$S_T = 1,000$

4.2.2. Verifica della stabilità globale dell'insieme muro-terreno

La verifica di stabilità globale del complesso opera di sostegno-terreno deve essere effettuata secondo l'Approccio 1, combinazione 2 (A2+M2+R2), tenendo conto dei coefficienti parziali riportati nelle Tabelle 6.2.I e 6.2.II per le azioni e i parametri geotecnici, e nella Tabella 6.8.I per le verifiche di sicurezza di opere di materiali sciolti e fronti di scavo.

Un metodo noto per effettuare la verifica a stabilità globale consiste nell'adottare diverse superfici di scorrimento circolari di tentativo, e verificare l'equilibrio alla rotazione rispetto al centro delle circonferenze. La verifica risulta soddisfatta se:

$$E_d \leq R_d,$$

Essendo E_d la somma dei momenti ribaltanti $\sum_i M_{r_i}$ ed R_d la somma dei momenti stabilizzanti che si oppongono al cinematismo $\sum_i M_{s_i}$, dovuti alla resistenza sviluppata lungo la superficie di scorrimento. Tale procedimento, noto come metodo di Bishop, è ampiamente usato per lo studio della stabilità dei muri di sostegno.

Operativamente si procede come segue: suddiviso il sistema del terreno (comprensivo dell'opera di sostegno) in un determinato numero di conci di uguale ampiezza, per ogni concio si possono individuare:

- il peso proprio;
- la risultante delle forze esterne agenti sulla superficie;
- le forze inerziali orizzontali e verticali;
- le reazioni normali e tangenziali mutue tra i conci;
- le reazioni normali e tangenziali alla base dei conci;
- le pressioni idrostatiche alla base.

Sotto l'ipotesi che la base di ciascun concio sia piana e che lungo la superficie di scorrimento valga il criterio della rottura alla Mohr-Coulomb ($\tau = \sigma' \tan(\varphi') + c'$), che correla tra loro le reazioni tangenziali e normali alla base.

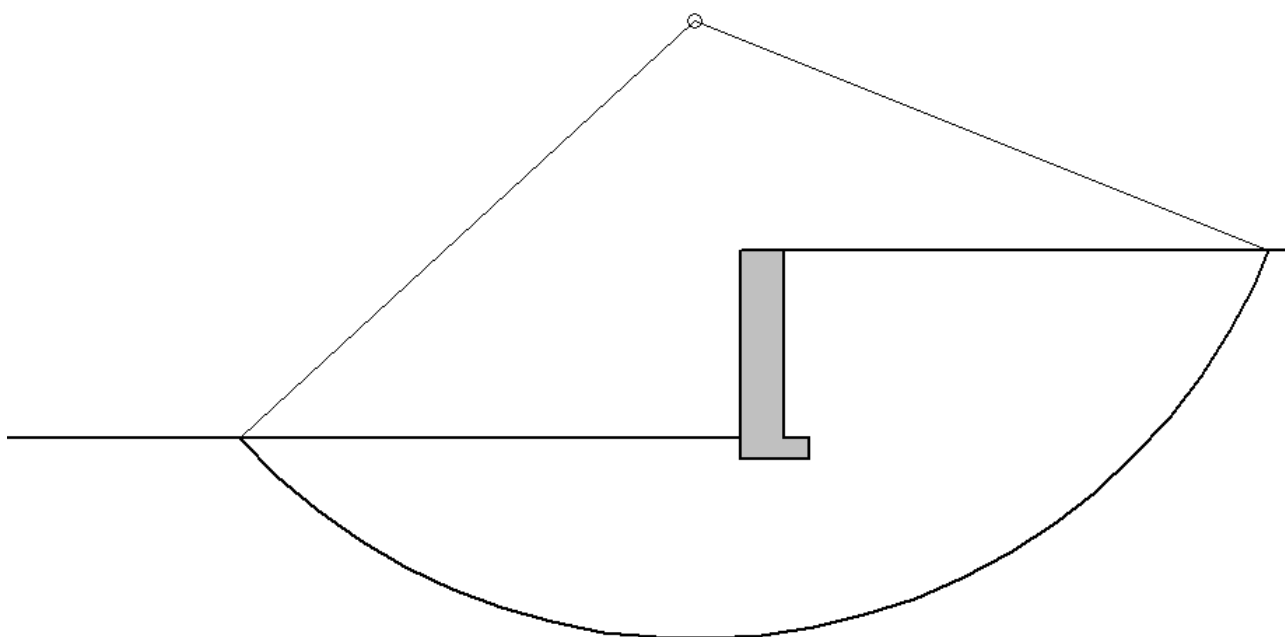
Seguendo il metodo di Bishop semplificato si assume inoltre l'uguaglianza delle reazioni normali alle facce laterali dei conci e si trascurano le reazioni laterali.

La geometria di verifica delle scarpate, sia che si tratti delle spalle sia che si tratti dei muri andatori, risulta la medesima.

Il dislivello fra lato terrapieno e lato campagna/alveo è pari all'altezza del muro 7,95 m, il sovraccarico considerato, in continuità con il ponte, è di 9 kN/m².

Con queste ipotesi, trascurando i cerchi di Bishop che intersecherebbero le strutture delle spalle o dei muri d'ala si ottengono le superfici limite di scorrimento riportate nella figura a seguire:

Coefficiente di Sicurezza: 1,655
Raggio della superficie di rottura: 23,513 m
Coordinate centro rispetto alla base del muro: X = -1,775 m, Y = 16,697 m



Si osserva che il coefficiente di sicurezza vale 1,655 ed è superiore all'unità => **VERIFICATO**

4.2.3. Verifica allo scorrimento sul piano di posa

La verifica nei riguardi dello slittamento del manufatto in corrispondenza del piano di base del muro risulta soddisfatta se:

$$E_d \leq R_d,$$

Essendo E_d la spinta orizzontale complessiva sul manufatto, data dalla spinta del terreno in condizioni sismiche, mentre la resistenza di progetto è data dall'attrito tra muro e terreno sul piano di posa del manufatto, funzione del peso proprio del muro.

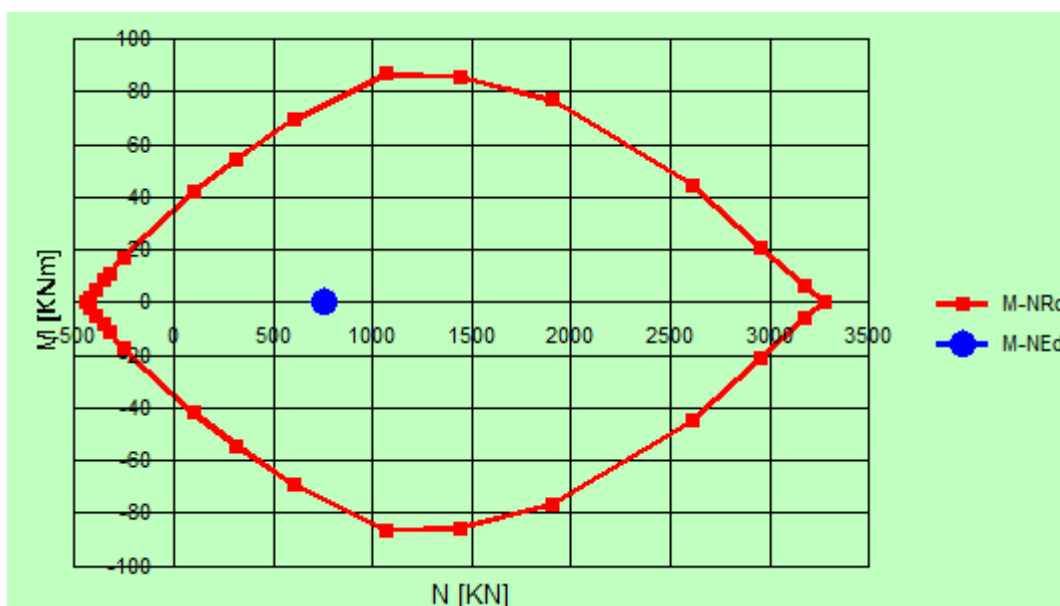
Verifica delle spalle

Rimandando a quanto determinato al punto 3.6.3 della presente si ottiene:

$$E_d = 807,6 \text{ kN/m} > R_d = 49 \text{ kN/m} \rightarrow \Delta_s \approx 760 \text{ kN/m}$$

Inserendo una soletta in c.a. dello spessore di 25 cm lato canale che colleghi fra loro la base delle spalle armata con doppia rete $\Phi 12$ maglia 20x20 cm si ottiene per la striscia di un metro:

Verifica N/M ($N_{Ed} = 760 \text{ kN/m}$; $M_{Ed} = 0 \text{ kNm/m}$)



VERIFICATO

4.2.4. Verifica a ribaltamento

La verifica nei riguardi del ribaltamento del manufatto attorno allo spigolo esterno della base del muro risulta soddisfatta se:

$$E_d \leq R_d,$$

Essendo E_d il momento instabilizzante dato dalla spinta del terreno (e dell'acqua, se presente), mentre il valore di progetto della resistenza R_d è dato dal momento stabilizzante dovuto al peso del manufatto.

Verifica delle spalle:

Rimandando a quanto determinato al punto 3.6.4 della presente si ottiene:

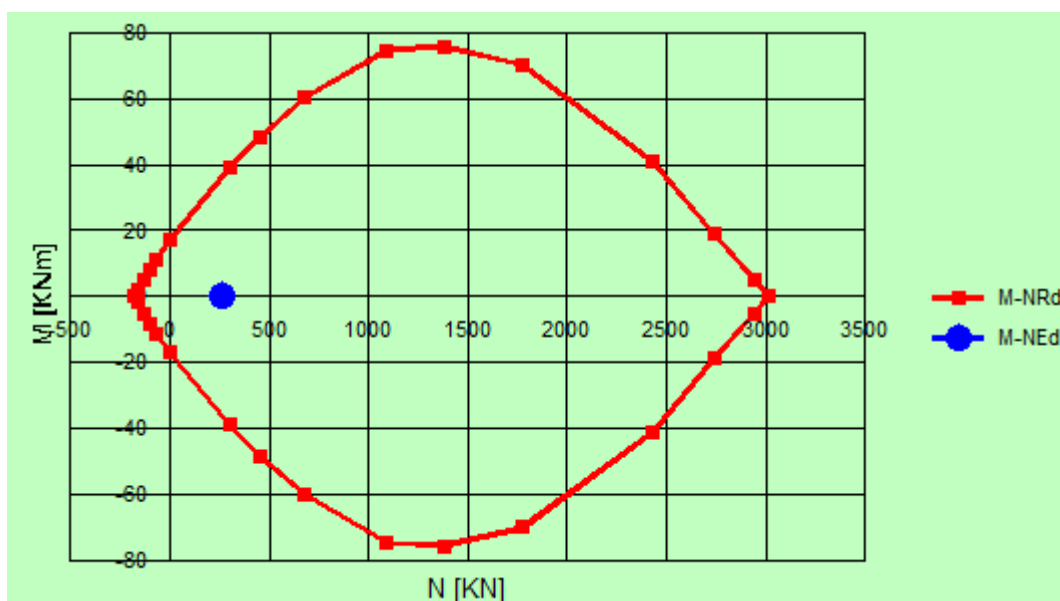
$$E_d = 2388 \text{ kNm/m} > R_d = 329,2 \text{ kNm/m} \rightarrow \Delta_M \approx 2060 \text{ kNm/m}$$

Avendo un paramento composto da una parete interna in c.a. è possibile affermare che le spalle risultano collegate ai muri andatori e l'appoggio dell'impalcato assicura continuità di sforzo andando a far collaborare per i meccanismi di ribaltamento anche la soletta in c.a. dell'impalcato. Ricordando che la soletta ha uno spessore di 20 cm ed è armata con doppia rete $\Phi 10$ con passo longitudinale 35 cm si ottiene per la striscia di un metro una compressione di circa:

$$\Delta_M = 2060 \text{ kNm/m} \rightarrow N_{Ed} = \Delta_M / 7,95 \approx 260 \text{ kN}.$$

La verifica a pressoflessione dell'impalcato riporta pertanto:

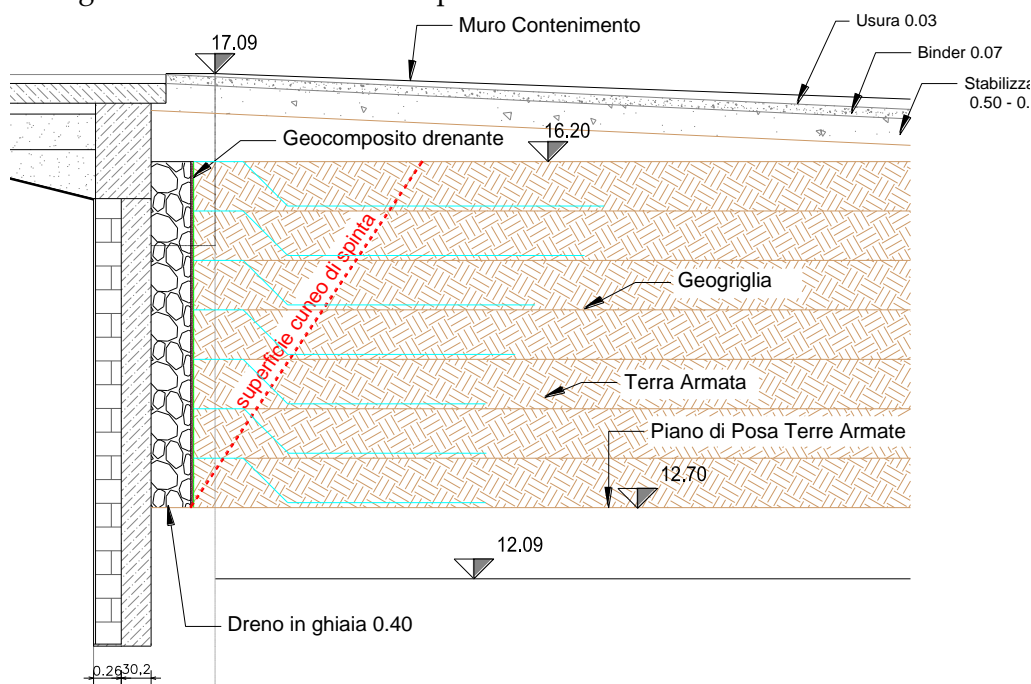
Verifica N/M ($N_{Ed} = 260 \text{ kN/m}$; $M_{Ed} = 0 \text{ kNm/m}$)



VERIFICATO

4.2.5. Verifica terra armata

Al fine di ridurre significativamente le azioni di spinta del terrapieno sui muri andatori e sulle spalle del ponte, anche in considerazione delle sollecitazioni indotte dal sovraccarico in sommità al terrapieno, si prevede di realizzare il terrapieno a tergo dei suddetti manufatti in "terra armata". In particolare, le "armature" saranno costituite da geogriglie sintetiche ad elevata tenacità e resistenza, disposte per strati orizzontali intervallati ogni 50 cm. Alle estremità di ciascun strato, a tergo del manufatto, occorre predisporre un adeguato risvolto (i dettagli sono riportati nell'allegata tavola degli esecutivi), atto a conferire stabilità agli strati. A tergo dello strato drenante, prima di effettuare il riempimento del terrapieno, un geotessuto drenante al fine di assicurare l'adeguato smaltimento delle acque.



Assumendo un angolo di attrito interno di progetto pari a $\phi' = 22,4^\circ$, trascurando la coesione e adottando un sovraccarico accidentale sul terrapieno q_0 pari, per continuità con il ponte, all'azione accidentale distribuita $q_{1k} = 9 \text{ kN/m}^2$ sull'impalcato, si ha che la sollecitazioni di trazione che agisce sul generico foglio j-esimo di geogriglia assume l'espressione

$$F_j = \frac{1}{2} \gamma_t K_a j \Delta H^2 + q_0 K_a j \Delta H - F_{j-1},$$

essendo $K_a = \tan^2(45^\circ - \phi'/2) = 0,448$ il coefficiente di spinta attiva, $\gamma_t = 21 \text{ kN/m}^3$ il peso specifico del terreno umido, $\Delta H = 0,5 \text{ m}$ l'interasse tra gli strati e F_{j-1} la forza di trazione agente sul foglio soprastante a quello considerato. Di seguito la valutazione dell'azione di trazione sui 5 livelli di geogriglia interrati.

No. strato	quota [m]	Forza di trazione [kN/m]	L minima risvolti (*) [m]	L minima risvolti totale [m]
1	1,10	10,13	2,21	4,22
2	1,60	8,37	1,26	2,93
3	2,10	20,85	2,39	3,73
4	2,60	21,44	1,98	2,99
5	3,10	36,28	2,81	3,48
6	3,60	39,22	2,62	2,96
7	4,10	56,41	3,31	3,31

La lunghezza minima L_{\min} di ciascun risvolto può essere calcolata come segue:

$$L_{\min} \geq \frac{F_j}{\gamma z_j \tan(\delta)}, \quad \text{con } \delta = \phi'/2 = 11,2^\circ.$$

(*) Le lunghezze minime sono da intendersi valutate OLTRE la superficie che delimita il cuneo di spinta, ossia oltre la superficie inclinata di $45^\circ + \phi'/2$ rispetto all'orizzontale a partire dal piede del manufatto. In sostanza, ad ogni valore L_{\min} così valutato occorre aggiungere il termine $(H - z_j) \cdot \tan(45^\circ - \phi'/2)$, essendo z_j la quota di ciascun foglio di geogriglia. I valori minimi totali di ciascun risvolto sono riportati nella tabella soprastante.

In base ai risultati ottenuti, si evince che occorrerà adottare una geogriglia ad elevata tenacità con resistenza a trazione almeno pari a $21 \cdot FS \text{ [kN/m]}$, essendo FS un opportuno coefficiente di sicurezza, non minore di 1,5.

Al fine di garantire l'efficacia dell'intervento, è fondamentale impiegare, nella realizzazione del terrapieno, inerte misto granulare idoneo per la realizzazione di terre armate, atto ad essere compattato. Le operazioni di compattazione verranno eseguite su ciascun strato al fine di ottenere il massimo addensamento, secondo le indicazioni della DL.

5. CONSIDERAZIONI CONCLUSIVE

Dalle risultanze ottenute è possibile affermare che nelle condizioni attuali il ponte in oggetto non è idoneo alla viabilità stradale ordinaria per ponti di I° categoria.

Le opere di miglioramento previste consentono di rendere l'opera adeguata ai carichi da normativa. Occorre tuttavia tenere conto delle misure sperimentali e dei sondaggi prodotti da LiFe, che hanno messo in evidenza un diffuso stato di ossidazione delle armature dell'impalcato.

A tal fine si sono previsti interventi di risanamento riguardanti l'intradosso dell'impalcato e sono state dimensionate armature aggiuntive a flessione e taglio necessarie per rendere adeguato il ponte al transito di una corsia convenzionale di carico posta in posizione centrale all'impalcato.

Tenendo conto che non sono disponibili le necessarie informazioni riguardanti lo stato puntuale di ammaloramento delle armature esistenti, che il ponte è in serie con quello di fronte al nuovo sostegno idraulico il quale presenta criticità analoghe, che per quest'ultimo è stata valutata una decurtazione del carico utile tale da ridurre la massa complessiva dell'autocarro a 2 assi a **200 kN** per assale con una limitazione di carico al valore complessivo di **40 tonnellate** e transito di un solo mezzo per volta in posizione centrale all'impalcato e a velocità ridotta al fine di evitare fenomeni di rapido danneggiamento del manufatto. Si ritiene di poter estendere tali limiti anche al ponte oggetto della presente relazione.

Si prescrivono inoltre ispezioni periodiche per controllare l'eventuale degrado dei copriferrì nel tempo e programmare i necessari interventi di manutenzione sul manufatto.

6. ALLEGATI

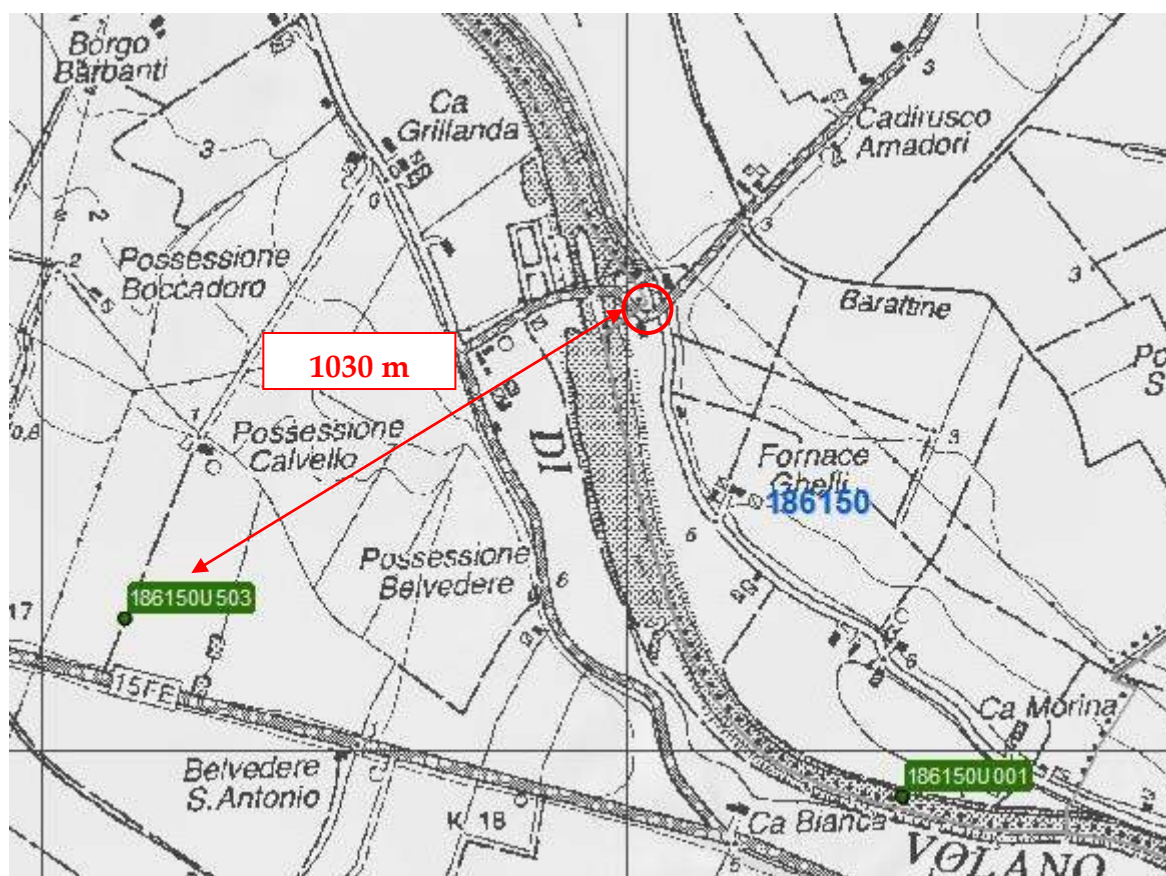
6.1. Prove geologiche da banca dati regionale

La valutazione della categoria di sottosuolo è stata fatta in base all'interpretazione di alcune prove CPTU reperite dagli archivi della Regione Emilia Romagna dal sito http://www.regione.emilia-romagna.it/wcm/geologia/pagine/sismica_corsi_download.htm.

Nello specifico si è reperita 1 prova CPTU spinta fino alla profondità di 35 m dal piano campagna situata nell'intorno del ponte in oggetto.

La prova è situata a una distanza di 1030 m dal sito di intervento e ha consentito di determinare il parametro Cu_{30} e di conseguenza la categoria di sottosuolo.

Si riporta di seguito l'ubicazione della prova rispetto al sito di intervento:



Le NTC 2018 al punto § 3.2.2 stabiliscono che "Ai fini della definizione dell'azione sismica di progetto, l'effetto della risposta sismica locale si valuta mediante specifiche analisi, da eseguire con le modalità indicate nel § 7.11.3. In alternativa, qualora le condizioni stratigrafiche e le proprietà dei terreni siano chiaramente riconducibili alle categorie definite nella Tab. 3.2.II, si può fare riferimento a un approccio semplificato che si basa sulla classificazione del sottosuolo in funzione dei valori della velocità di propagazione delle onde di taglio, V_s . I valori dei parametri meccanici necessari per le analisi di risposta sismica locale o delle velocità V_s per l'approccio semplificato costituiscono parte integrante della caratterizzazione geotecnica dei terreni compresi nel volume significativo, di cui al § 6.2.2.

I valori di V_s sono ottenuti mediante specifiche prove oppure, con giustificata motivazione e limitatamente all'approccio semplificato, sono valutati tramite relazioni empiriche di comprovata affidabilità con i risultati

di altre prove in sito, quali ad esempio le prove penetrometriche dinamiche per i terreni a grana grossa e le prove penetrometriche statiche.”

Le NTC 2018 stabiliscono le seguenti categorie di sottosuolo:

Tab. 3.2.II – Categorie di sottosuolo che permettono l'utilizzo dell'approccio semplificato.

Categoria	Caratteristiche della superficie topografica
A	Ammassi rocciosi affioranti o terreni molto rigidi caratterizzati da valori di velocità delle onde di taglio superiori a 800 m/s, eventualmente comprendenti in superficie terreni di caratteristiche meccaniche più scadenti con spessore massimo pari a 3 m.
B	Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fina molto consistenti, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 360 m/s e 800 m/s.
C	Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti con profondità del substrato superiori a 30 m, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 180 m/s e 360 m/s.
D	Depositi di terreni a grana grossa scarsamente addensati o di terreni a grana fina scarsamente consistenti, con profondità del substrato superiori a 30 m, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 100 e 180 m/s.
E	Terreni con caratteristiche e valori di velocità equivalente riconducibili a quelle definite per le categorie C o D, con profondità del substrato non superiore a 30 m.

La classificazione del sottosuolo si effettua in base alle condizioni stratigrafiche ed ai valori della velocità equivalente di propagazione delle onde di taglio, $V_{s,eq}$ (in m/s), definita dall'espressione:

$$V_{s,eq} = \frac{H}{\sum_{i=1}^N \frac{h_i}{V_{s,i}}} [m/s]$$

Dove: h_i è lo spessore (in metri) dell' i-esimo strato; $V_{s,i}$ è la velocità delle onde di taglio nell'i-esimo strato; N è il numero di strati compresi; H è la profondità del substrato, definito come quella formazione costituita da roccia o terreno molto rigido, caratterizzata da V_s non inferiore a 800 m/s. Per le fondazioni superficiali, la profondità del substrato è riferita al piano di imposta delle stesse, mentre per le fondazioni su pali è riferita alla testa dei pali. Nel caso di opere di sostegno di terreni naturali, la profondità è riferita alla testa dell'opera. Per muri di sostegno di terrapieni, la profondità è riferita al piano di imposta della fondazione.

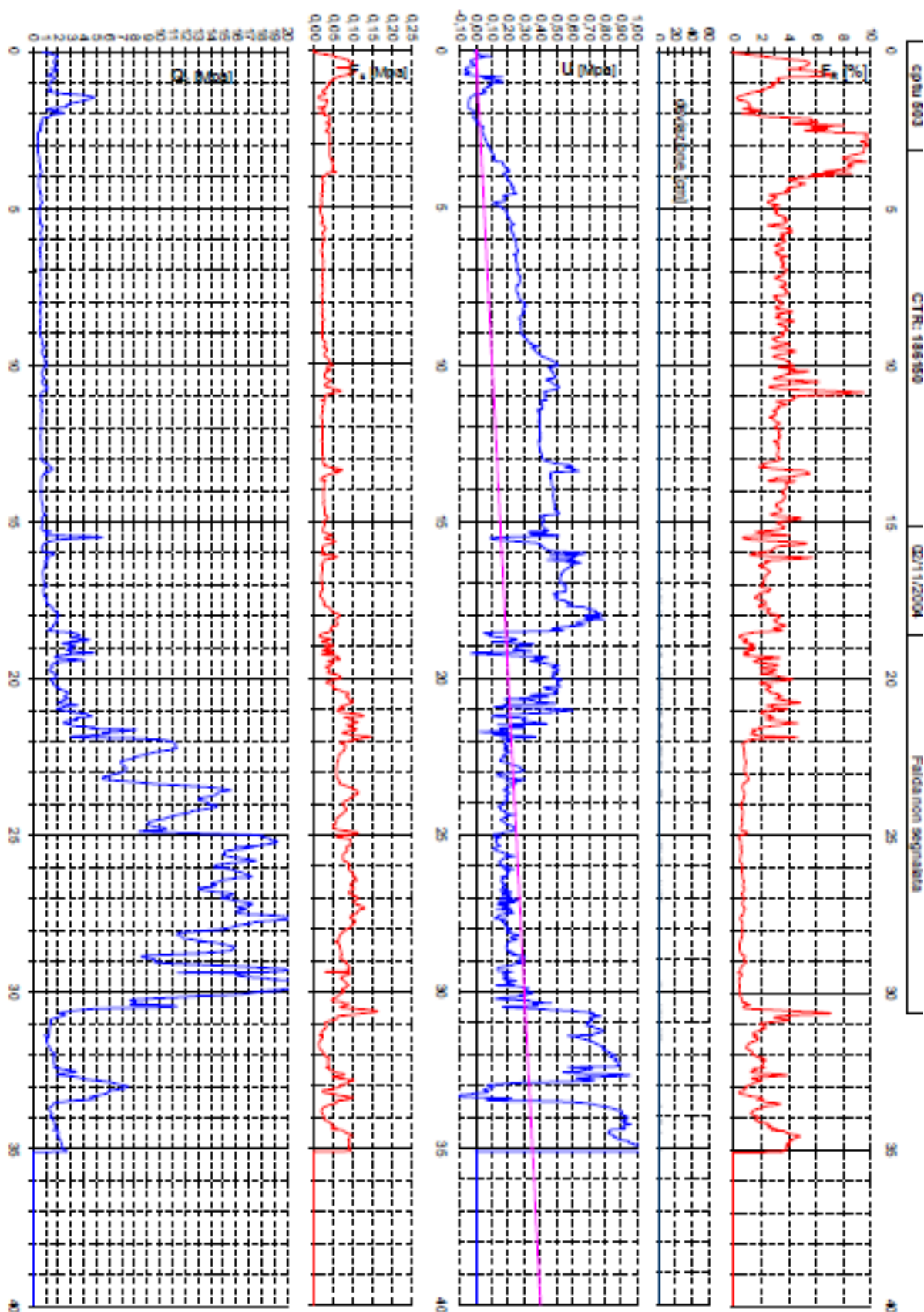
Per depositi con profondità H del substrato superiore a 30 m, la velocità equivalente delle onde di taglio $V_{s,eq}$ è definita dal parametro $V_{s,30}$, ottenuto ponendo $H=30$ m nella precedente espressione e considerando le proprietà degli strati di terreno fino a tale profondità.

Nel caso specifico (si vedano le prove allegate) si ottiene:

CPT n. 503 dist. 1030 m, $V_{s,eq} = 167$ m/sec (suolo D)

Pertanto, alla luce delle risultanze fornite dalla prova disponibile più prossima al manufatto, si conclude che i terreni di fondazione sono ricompresi nella **categoria D**.

CPTu 503:



SOMMARIO

1. RELAZIONE DEI MATERIALI.....	- 1 -
---------------------------------	-------

1. RELAZIONE DEI MATERIALI

Per quanto riguarda il calcestruzzo, sono state eseguite sufficienti prove di caratterizzazione meccanica volte ad identificare la classe di resistenza; per le armature metalliche invece, non essendo stato possibile svolgere test meccanici, ai fini del presente studio è ragionevole adottare barre di armatura caratterizzate da un tipo di acciaio comunemente utilizzato all'epoca di costruzione. Dai sondaggi eseguiti e dalla demolizione di alcuni manufatti limitrofi risalenti pressoché alla stessa epoca, si può desumere trattarsi di barre tonde lisce. La resistenza della muratura delle spalle e dei muri andatori non è invece stata indagata; tuttavia è stato possibile individuarne la tipologia mediante un'indagine endoscopica. In base a quanto sopra indicato e tenendo conto dei livelli di conoscenza raggiunti, è ragionevole assumere i seguenti materiali.

Strutture di spalle e muri andatori:

Muratura in mattoni pieni e malta di calce (esistente)

Calcestruzzo di classe R_{cm} 28 -> C25/30 (esistente)

Strutture dell'impalcato (soletta, travi, soletta di fondo canale):

Calcestruzzo di classe R_{cm} 28 - C25/30 (esistente)

Armature in acciaio FeB22k (esistente)

Acciaio da carpenteria metallica S235 (esistente)

Calcestruzzo di classe C25/30 (di progetto per soletta fondo canale)

Armature in acciaio B450C (di progetto per soletta fondo canale)

Muratura in mattoni pieni e malta di calce - con giunti sottili:

In caso di analisi non lineari, ai sensi di C8.7.1.5 circ. 617/2009, non si dividono le resistenze per γ_M .

$f_m = 1,5 \cdot 2,4 / 1,35 = 2,67$ MPa; $\tau_0 = 1,5 \cdot 0,06 / 1,35 = 0,07$ MPa;

$E = 1,5 \cdot 1500 / 2 = 1125$ MPa; $G = 1,5 \cdot 500 / 2 = 375$ MPa;

$W = 18$ kN/m³;

Combinazioni di carico verticali ($\gamma_M = 3$); Combinazioni di carico sismiche ($\gamma_M = 2$)

Si sono dimezzati i moduli elastici per tener conto delle rigidità fessurate così come richiesto in C8A.2 circ. 617/2009 e §7.8.1.5.2 NTC 2008.

Calcestruzzo di classe C25/30:

$f_{ck} = 25$ MPa;

$\gamma_c = 1,5$; $\alpha_{cc} = 0,85$;

$f_{cd} = \alpha_{cc} f_{ck} / \gamma_c = 14,2$ MPa; $f_{ctd} = f_{ctk} / \gamma_c = 1,2$ MPa;

$E_c = 5700 R_{ck}^{1/2} = 31220$ MPa (da norma all'epoca costruzione);

$m_v = 22,62$ kN/m³ (da indagini in situ).

Acciaio FeB22k:

$\gamma_a = 1,15$;

$f_{yk} \geq 215$ MPa; $f_{tk} = 335$ MPa;

allungamento $\geq 24\%$

$f_{yd} = f_{yk} / \gamma_s = 186,9$ MPa.

Le resistenze così determinate sono tutte da dividere per $FC = 1,00$.

Acciaio S235:

$f_{yk} = 235$ MPa; $f_{tk} = 360$ MPa; $f_{yd} = 223,8$ MPa;

$E = 210000$ MPa; $\nu = 0,3$; $\rho = 78,5$ kN/m³.

Le resistenze così determinate sono tutte da dividere per $FC = 1,00$.

Per quanto attiene alla resistenza del terreno assunta nelle verifiche delle opere di sostegno (spalla e muri andatori del ponte) si rimanda alle indagini geotecniche prodotte dalla ditta TECNOLOGICA srl in zone prossime alla posizione del ponte.

<u>Calcestruzzo classe C25/30:</u> $f_{ck} = 250 \text{ daN/cm}^2$; $\gamma_c = 1,5$; $\alpha_{cc} = 0,85$; $f_{cd} = \alpha_{cc} f_{ck} / \gamma_c = 141,2 \text{ daN/cm}^2$; $f_{ctd} = 0,7 \cdot 0,3 \cdot f_{ck}^{2/3} / \gamma_c = 12 \text{ daN/cm}^2$; classe di esp. XC2 (fondazione).	<u>Acciaio B450C:</u> $\gamma_a = 1,15$; $f_y = 4500 \text{ daN/cm}^2$; $f_t = 5400 \text{ daN/cm}^2$; $f_{yd} = f_y / \gamma_a = 3913 \text{ daN/cm}^2$; copriferro 30 mm (fondazione).
--	---