

COMUNE DI PESCANTINA COMUNE DI BUSSOLENGO

REGIONE DEL VENETO
PROVINCIA DI VERONA

RISANAMENTO CONSERVATIVO PER LA MESSA A NORMA DELLE BARRIERE DI SICUREZZA SUL PONTE DELLA FRAZIONE DI ARCE'

PROGETTO DEFINITIVO



Responsabile del procedimento:
Ing. Fantinati Bruno

Progettista:
Ing. Bisiol Bruno

DATA:	11 Gennaio 2017	SCALE:	-
OGGETTO:	RELAZIONE DI CALCOLO		
CODICE COMMESSA:	S044	CODICE ELABORATO:	S044A03REPD
VERIFICATO:	Ing. Bisiol Bruno	ELABORATO N.:	A03
APPROVATO:	Ing. Bisiol Bruno	REDATTO:	
REVISIONE:	DESCRIZIONE:		
Rev00	Prima emissione		Ing. Nico Baldissin
Rev01			
Rev02			
Rev03			

INDICE

1	GENERALITÀ	3
2	NORMATIVA DI RIFERIMENTO	6
3	RELAZIONE ILLUSTRATIVA DEI MATERIALI	7
3.1	MATERIALI PER INTERVENTI DI PROGETTO	7
3.1.1	<i>Calcestruzzo per strutture di fondazione</i>	7
3.1.2	<i>Calcestruzzo per strutture in elevazione</i>	7
3.1.3	<i>Acciaio per calcestruzzo armato</i>	8
3.1.4	<i>Collegamenti bullonati</i>	8
3.1.5	<i>Collegamenti saldati</i>	8
3.2	MATERIALI DELL'IMPALCATO ESISTENTE	9
3.2.1	<i>Calcestruzzo per strutture in elevazione</i>	9
3.2.2	<i>Acciaio per calcestruzzo armato</i>	9
4	RELAZIONE DI CALCOLO DELLE STRUTTURE	10
4.1	ANALISI STATO DI FATTO	10
4.1.1	<i>Rilievo e caratterizzazione meccanica dei materiali</i>	10
4.1.2	<i>Livello di conoscenza e fattori di confidenza</i>	10
4.2	VITA NOMINALE, CLASSI D'USO E PERIODO DI RIFERIMENTO.....	10
4.2.1	<i>Vita nominale</i>	10
4.2.2	<i>Classe d'uso</i>	10
4.2.3	<i>Periodo di riferimento per l'azione sismica</i>	11
4.2.4	<i>Copriferro per garantire vita nominale</i>	11
4.3	CRITERI PER LA VALUTAZIONE DELLE AZIONI SULLA STRUTTURA.....	12
4.4	ELENCO DELLE CONDIZIONI ELEMENTARI DI CARICO	12
4.5	ANALISI DEI CARICHI.....	13
4.5.1	<i>Pesi specifici dei materiali utilizzati e caratteristiche dei carichi</i>	13
4.5.2	<i>Peso proprio delle strutture – g1</i>	13
4.5.3	<i>Carichi permanenti portati – g2</i>	13
4.5.4	<i>Variazioni termiche – ϵ</i>	13
4.5.5	<i>Carichi mobili – q1</i>	13
4.5.6	<i>Azioni longitudinali di frenamento – q3</i>	15
4.5.7	<i>Carico da vento – q4</i>	15
4.5.8	<i>Carico neve – q5</i>	16
4.5.9	<i>Azioni sismiche – q6</i>	17
4.5.10	<i>Spinta sui parapetti – q8</i>	17
4.5.11	<i>Stati limite e relative probabilità di superamento</i>	17
4.5.12	<i>Valutazione dell'azione sismica</i>	18
4.5.13	<i>Combinazione dell'azione sismica con le altre azioni (§3.2.4 NTC2008)</i>	21

4.6	COMBINAZIONI DI CARICO	21
4.6.1	<i>Combinazioni di carico</i>	21
4.6.2	<i>Combinazioni di carico allo SLU</i>	23
4.6.3	<i>Combinazioni di carico allo SLE rara</i>	23
4.6.4	<i>Combinazioni di carico allo SLE frequente</i>	23
4.6.5	<i>Combinazioni di carico allo SLE quasi permanente</i>	23
4.6.6	<i>Combinazioni di carico allo SLU eccezionale</i>	23
4.6.7	<i>Combinazioni di carico allo SLV</i>	24
4.7	METODO DI ANALISI	24
4.7.1	<i>Analisi dinamica</i>	24
4.7.2	<i>Analisi sismica</i>	24
4.7.3	<i>Codici di calcolo</i>	24
4.7.4	<i>Il programma di calcolo Sismicad</i>	25
4.7.5	<i>Condizioni di vincolo dell'impalcato</i>	25
4.7.6	<i>Modellazione FEM</i>	26
4.7.7	<i>Preferenze di analisi</i>	28
4.7.8	<i>Preferenze di analisi carichi superficiali</i>	30
4.7.9	<i>Contenuto della relazione di calcolo</i>	30
4.8	MODALITA' OPERATIVE.....	30
4.9	VERIFICHE DELL'IMPALCATO CON GLI INTERVENTI DI PROGETTO E CARICHI CORRISPONDENTI ALLA 1 ^A CORSIA DI UN PONTE DI 2 ^A CATEGORIA.....	31
4.9.1	<i>Analisi dell'impalcato</i>	31
4.9.2	<i>VERIFICA DEI TRALICCI DEL CASSERO METALLICO</i>	33
4.9.3	<i>VERIFICA DEI TRALICCI DI ARMATURA DELLA SOLETTA IN FASE DI GETTO</i>	35
4.9.4	<i>VERIFICA DELLA SOLETTA IN CASO DI URTO SUL GUARD-RAIL</i>	36
4.9.5	<i>VERIFICA DELLA SOLETTA SOGGETTA ALL'AZIONE DI FRENAMENTO</i>	37
4.9.6	<i>VERIFICA DEL COLLEGAMENTO TRA SOLETTA ESISTENTE E GETTO INTEGRATIVO</i>	38
4.9.7	<i>Verifica della cerniera plastica della soletta</i>	39
4.9.8	<i>Verifica a fessurazione della soletta</i>	40
4.9.9	<i>Verifica dei giunti di dilatazione</i>	42
4.10	INTERVENTO DI RIPRISTINO DELLA SPALLA LATO ARCE'	42
4.10.1	<i>Analisi dell'impalcato</i>	42
4.10.2	<i>Risposta modale</i>	44
4.10.3	<i>Pressioni massime sul terreno</i>	45
4.10.4	<i>Verifiche della platea di fondazione</i>	46
4.10.5	<i>Verifiche dei setti verticali</i>	47
5	CONCLUSIONI	48

1 GENERALITÀ

La presente relazione riguarda il ponte sul fiume Adige tra i Comuni di Bussolengo e di Pescantina (località Arcè) in provincia di Verona, oggetto di un intervento di risanamento conservativo.

Si tratta di un ponte realizzato negli anni '50, con tipologia a via di corsa superiore, composto da 5 campate isostatiche di luce 22.17 metri per l'attraversamento dell'alveo e della gola del fiume (che di seguito chiameremo ponte), e 6 campate isostatiche di luce 6.40 metri per la rampa di accesso al ponte dal lato Arcè (che di seguito chiameremo rampa). Le 5 campate in alveo sono state realizzate in calcestruzzo ordinario gettato in opera, in appoggio su quattro pile, una spalla lato Sud (Bussolengo) che si raccorda agli argini di contenimento, ed una spalla a lato Nord (Pescantina) isolata. Le 6 campate della rampa sono state realizzate con travi prefabbricate in c.a.p. e getto di completamento in calcestruzzo gettato in opera per la formazione di un solettone che comprende i cordoli laterali, e sono in appoggio su cinque pile, una spalla lato Arcè e la precedente spalla isolata del ponte.

Le pile del ponte di altezza 6.70 metri sono formate da due colonne troncoconiche, collegate in testa dal pulvino di appoggio per le travi, ed alla base da un batolo di fondazione su pali infissi in c.a. centrifugato (8 per pila/spalla) lunghi una decina di metri, parzialmente esposte in alveo a causa della continua erosione dell'acqua. La spalla Sud del ponte è sostanzialmente muro di sostegno esteso a ridosso del rilevato arginale, mentre la spalla Nord non cade a ridosso del terreno, ed è quindi isolata. La medesima spalla funge anche da appoggio per l'ultima delle sei campate della rampa di accesso da Arcè. Visto che le fondazioni delle pile della rampa sono interrato e quindi non accessibili, si presume che abbiano la stessa tipologia di quelle del ponte.

Le travi appoggiano sui pulvini e sulle spalle con semplici fogli in piombo interposti, senza garantire un adeguato vincolo alle azioni orizzontali statiche e sismiche.

L'impalcato del ponte ha una sezione tipo di larghezza 350 cm ed altezza 141 cm, è composta da due travi principali ad interasse di 185 cm e sezione 35x110 cm, con traversi di testa di spessore 35 cm e quattro traversi intermedi per campata di spessore 18 cm. La soletta ha una sezione di larghezza 350 cm e spessore variabile: 16 cm tra le due travi, e gli sbalzi che si rastremano ad un minimo di 12 cm: la carreggiata stradale ha una larghezza di 300 cm (corsia unica), ed i due cordoli laterali di larghezza 25 cm sono rialzati di 15 cm, che sostengono i parapetti metallici laterali. Le singole campate sono accostate senza giunti di dilatazione: tuttavia le teste delle travi sono distanziate mediamente di 4 cm.

L'impalcato della rampa ha una sezione compatta di larghezza 4,60 m e spessore 32 cm: le singole campate sono accostate senza giunti di dilatazione.

La carreggiata è rivestita da uno strato di asfaltato di spessore medio 12 cm. Il ponte consente l'attraversamento di due condotte sul lato esterno della trave Ovest, sostenute da staffe a parete.

La portata attuale del ponte è stata limitata a 3 tonnellate, consentendo il transito a senso unico alternato solo di autovetture e piccoli mezzi stradali: inoltre il transito è interdetto in caso di eventi di piena del fiume.

Nel 2001 è stato commissionato uno studio di valutazione delle condizioni di sicurezza del ponte, nel corso del quale è stata condotta un'ampia ed esaustiva campagna di ispezioni e controlli, producendo un report sullo stato di conservazione delle strutture, con prove sui materiali, rilievo ed esame delle armature, ed è stato analizzato il comportamento strutturale del ponte applicando la normativa vigente nel 2001.

Nello studio di valutazione è stato evidenziato uno stato di degrado generale molto grave a causa di:

- carbonatazione del calcestruzzo con locale ossidazione delle armature ed espulsione dei copriferri su tutte le strutture (pile, pulvini intradosso soletta), ed in particolar modo sulla spalla Nord (lato Arcè) dove è presente un'estesa lesione orizzontale;
- mancanza di pilette di scarico per l'allontanamento delle acque meteoriche delle carreggiata;
- giunti di dilatazione non impermeabilizzati;
- parapetti ossidati e deformati;
- asportazione del copriferro delle pile e pulvini in alveo;
- scalzamento dei pali di fondazione in alveo;
- frattura alla base del muretto all'estremità Sx della rampa, che richiede un intervento di ricucitura.
- frattura della spalla Nord all'altezza dell'appoggio dell'impalcato del ponte, che richiede un intervento di ricucitura.

Inoltre, dall'analisi strutturale condotta con lo studio di valutazione, è stato evidenziato che le strutture non risultano verificate qualora soggette i carichi previsti per i ponti di 2ª categoria secondo la normativa vigente, sia per l'impalcato che per le fondazioni (pile e pali), e le strutture secondarie (parapetto).

Infine, è stato evidenziato che la reale lunghezza dei pali di fondazione è minore di quella prevista nel progetto originario, nel quale erano stati considerati carichi mobili di intensità minore a quelli attuali, in accordo alla normativa in vigore all'epoca del progetto.

In conclusione, l'adeguamento della struttura esistente nel rispetto delle prescrizioni e normative attuali, comporterebbe un impegno economico ingente e paragonabile al costo di costruzione di un nuovo viadotto in affiancamento. Pertanto l'amministrazione comunale di Pescantina, accettando la situazione di provvisorietà del ponte, intende eseguire un intervento di risanamento conservativo per il miglioramento delle attuali condizioni di sicurezza con interventi minimi, conservano le attuali limitazioni all'uso del ponte, con l'intento di sostituire i parapetti con guard-rails in classe di contenimento H2 bordo ponte, sia sul ponte che sulla rampa di accesso lato Arcè. L'installazione dei guard-rails è l'intervento più urgente, in quanto i parapetti risultano deformati e non idonei al contenimento dell'azione della spinta orizzontale dovuta alla folla, e tantomeno possono contenere l'urto di un'auto in svio: inoltre hanno un'altezza dal piano stradale minore dei 110 cm richiesti dalla normativa vigente.

L'installazione del guard-rail su ponte e sulla rampa lato Arcè viene resa possibile mediante il rifacimento del cordolo laterale, senza restringimento della carreggiata attuale, installando un cassero autoportante a perdere (con finitura adatta per rimanere a vista) a sbalzo dalla soletta esistente, per contenere il getto del cordolo su cui installare il securvia.

Le opere il progetto consistono in:

- fresatura del manto stradale bitumato e scarifica dell'impalcato all'estradosso;
- rimozione dei vecchi parapetti;
- demolizione parziale dei cordoli laterali;
- installazione di giunti da ponte tra le spalle e le campate di estremità del ponte;
- cassetta e getto in calcestruzzo di nuovi cordoli a sbalzo, con allargamento di 45cm per lato dell'impalcato, ed incremento dello spessore della soletta del ponte di minimo 105mm;
- installazione di guard-rails in classe H2 bordo-ponte lungo il ponte e la rampa;
- impermeabilizzazione della carreggiata con il rivestimento polimerico Polymer Protect Coating;

- ripristino della spalla lato Arcè con installazione di setti in cls dotati di fondazione a platea;

Le opere integrative che sono consigliate consistono in:

- interventi localizzati sulle pile, spalle e pulvini per il ripristino di armature e copriferri;
- posa di barriera in massi a difesa delle fondazioni di pile e spalle;
- riprofilatura dell'argine Ovest della rampa lato Bussolengo rimozione del vecchio guard-rail;
- installazione di guard-rails in classe H2 bordo laterale lungo la rampa lato Bussolengo.

Le peculiarità della proposta consistono in:

- possibilità di eseguire i lavori operando solo da sopra l'impalcato;
- mantenere invariato il peso permanente dell'impalcato;
- impermeabilizzare la superficie stradale senza utilizzare manti bituminosi;
- gestire l'allontanamento delle acque meteoriche in modo semplice ed efficace;
- limitare la modifica del prospetto alla sola sostituzione del parapetto con guard-rails;
- riduzione sensibile di costi, tempi dell'intervento, ed impatto ambientale, se paragonati a qualsiasi soluzione alternativa.

Non avendo a disposizione il rilievo completo delle armature dell'impalcato esistente, non è possibile dimostrare che l'impalcato sia in grado di sostenere i carichi dei ponti di 2^a categoria di nuova costruzione, anche se sono state fatte prove di carico con mezzi del peso massimo di 42.66 t al centro della campata centrale, superiore al limite di portata vigente. Gli interventi in progetto apportano un miglioramento statico e sismico all'impalcato ed alla spalla lato Arcè: comunque, rimane in vigore il limite della portata massima del ponte a 3 tonnellate, in quanto non è possibile rinforzare le fondazioni su pali delle pile per sostenere i carichi previsti dalla normativa vigente.

Lo scopo di questa analisi è quello di calcolare e verificare le nuove strutture e le strutture modificate dell'impalcato del ponte eseguendo una modellazione FEM, su cui vengono applicati i carichi gravitazionali propri e sovraccarichi stradali, le azioni eccezionali e le azioni sismiche derivanti dall'applicazione della normativa in funzione della classificazione sismica del territorio e del tipo di terreno.

Le azioni di calcolo e la normativa di riferimento per le verifiche sono in accordo al D.M. 14/01/08, ed Eurocodici per quanto non indicato nel DM'08. Il metodo di calcolo adottato per determinare le sollecitazioni e le tensioni è quello agli stati limite.

Vengono di seguito esposti i calcoli e le verifiche delle strutture, eseguiti con i programmi di calcolo "Sismicad" v.12.8 della Concrete Srl di Padova, con verifiche locali di completamento eseguite manualmente secondo la scienza delle costruzioni.

Si riportano i dati di input ed il riassunto delle sollecitazioni ricavate e delle verifiche eseguite con il programma di calcolo per gli elementi strutturali principali. I dati completi di modellazione e l'analisi completa delle sollecitazioni sono disponibile per consultazione nelle minute conservate presso lo studio tecnico.

Le strutture secondarie che non vengono menzionate, sono state comunque calcolate con analoga metodologia di calcolo. Nei calcoli dei vari elementi strutturali si sono considerate le combinazioni di carico più gravose, secondo quanto prescritto dalle normative vigenti.

2 *NORMATIVA DI RIFERIMENTO*

I calcoli e le verifiche strutturali sono stati effettuati in conformità alle normative tecniche vigenti, nonché alle prescrizioni di seguito dettagliate.

DM 14.01.2008 Revisioni delle “Norme tecniche per le costruzioni”

Circolare 02.02.2009 “Istruzioni per l’applicazione delle “Norme tecniche per le costruzioni” di cui al D.M. 14 gennaio 2008

Ad integrazione dei concetti espressi nelle Norme Tecniche 200, sono state adottate le seguenti normative.

UNI EN 1992 Eurocodice 2 “Progettazione delle strutture in calcestruzzo”

UNI EN 1998 Eurocodice 8 “Indicazioni progettuali per la resistenza sismica delle strutture”

In particolare, per i vari componenti strutturali si è fatto riferimento a:

Calcestruzzo

UNI EN 1992-1-1:2005 Eurocodice 2 “Progettazione delle strutture in calcestruzzo.

Parte 1-1: Regole generali e regole per gli edifici”

UNI EN 206-1:2006

UNI 11104:2004

UNI ENV 13670-1:2001

Acciaio d’armatura

DM 14.01.2008 Revisioni delle “Norme tecniche per le costruzioni”

Acciaio per getti

UNI EN 10293:2006

Strutture in calcestruzzo

UNI EN 1992-1-1:2005 Eurocodice 2 “Progettazione delle strutture in calcestruzzo.

Parte 1-1: Regole generali e regole per gli edifici”.

UNI EN 1992-2:2006 “Eurocodice 2 – Progettazione delle strutture in calcestruzzo.

Parte 2: Ponti di calcestruzzo”.

CEB-FIP MODEL CODE 1990 – Design Code.

Strutture in zona sismica

UNI EN 1998-1:2005 “Eurocodice 8 – Progettazione delle strutture per la resistenza sismica – Parte 1: Regole generali, azioni sismiche e regole per gli edifici”.

UNI EN 1998-2:2006 “Eurocodice 8 – Progettazione delle strutture per la resistenza sismica – Parte 2: Ponti”.

UNI EN 1998-5:2005 “Eurocodice 8 – Progettazione delle strutture per la resistenza sismica – Parte 5: Fondazioni, strutture di contenimento ed aspetti geotecnici”.

3 RELAZIONE ILLUSTRATIVA DEI MATERIALI

3.1 MATERIALI PER INTERVENTI DI PROGETTO

3.1.1 Calcestruzzo per strutture di fondazione

Classe di resistenza C32/40 UNI EN 197-1:2006

f_{ck}	$0.83 \times 400 = 332.0$ daN/cm ²
f_{cd}	$332.0/1.6 = 20.75$ daN/cm ²
f_{ctd}	$0.7 \times 0.27 \times R_{ck}^{2/3} / 1.6 = 6.41$ daN/cm ²
E_c	360000 daN/cm ²

Componenti:

INERTI (UNI EN 12620)	Sabbia lavata e ben granita (di cava o di fiume) granul. mm 0 - 5
	Ghiaietto vagliato (di cava o di fiume) granul. mm 5-15
ACQUA	potabile o priva di sali, solfuri o cloruri
CEMENTO	tipo 42.5 – R (tipo II/A-L)

Non sarà consentito assolutamente il misto di fiume.

Dosaggio:

Sabbia lavata	mc 0,4 per mc di calcestruzzo
Ghiaia lavata	mc 0,8 per mc di calcestruzzo
Cemento tipo 42.5	daN 350 per mc di calcestruzzo

Rapporto Acqua/Cemento < 0.54

Classe di esposizione XC2

Classe di consistenza S4 (fluida)

Copriferro 3.5 cm sulle staffe

Controllo di accettazione: tipo A

Classe di contenuto di cloruri del calcestruzzo: Cl 0.4

Volume di acqua di bleeding (UNI 7122): < 0.1%

3.1.2 Calcestruzzo per strutture in elevazione

Classe di resistenza C32/40 UNI EN 197-1:2006

f_{ck}	$0.83 \times 400 = 332.0$ daN/cm ²
f_{cd}	$332.0/1.6 = 20.75$ daN/cm ²
f_{ctd}	$0.7 \times 0.27 \times R_{ck}^{2/3} / 1.6 = 6.41$ daN/cm ²
E_c	360000 daN/cm ²

Componenti:

INERTI (UNI EN 12620)	Sabbia lavata e ben granita (di cava o di fiume) granul. mm 0 - 5
	Ghiaietto vagliato (di cava o di fiume) granul. mm 5-15
ACQUA	potabile o priva di sali, solfuri o cloruri
CEMENTO	tipo 42.5 – R (tipo II/A-L)

Non sarà consentito assolutamente il misto di fiume.

Dosaggio:

Sabbia lavata	mc 0,4 per mc di calcestruzzo
Ghiaia lavata	mc 0,8 per mc di calcestruzzo
Cemento tipo 42.5	daN 350 per mc di calcestruzzo
Rapporto Acqua/Cemento	< 0.50
Classe di esposizione	XC2, XD1, XF2, XA1
Classe di consistenza	S5 (fluida)
Copriferro	2.5 cm sulle staffe
Controllo di accettazione: tipo A	
Classe di contenuto di cloruri del calcestruzzo: CI 0.4	
Volume di acqua di bleeding (UNI 7122): < 0.1%	

3.1.3 Acciaio per calcestruzzo armato

Barre in acciaio per nuova armatura tipo **B450C**

Caratteristiche di resistenza:

f_{yk}	> 450 N/mm ²	tensione di snervamento caratteristica
f_{tk}	> 540 N/mm ²	tensione di rottura caratteristica
f_{yk} / f_{tk}	tra 1.15 e 1.35	rapporto di duttilità
$(f_y / f_{y,nom})_k$	< 1.25	
γ_s	1.15	coeff. di sicurezza sul materiale
f_{yd}	$f_{yk} / \gamma_s = 3739$ daN/cm ²	resistenza di progetto a trazione
E_s	210000 MPa	modulo elastico
$A_{GT,K}$	> 7.5%	allungamento percentuale a rottura
4 ϕ	fino a barre ϕ 12	diametro mandrino per piegamento a 180°
5 ϕ	fino a barre ϕ 16	diametro mandrino per piegamento a 180°
8 ϕ	fino a barre ϕ 25	diametro mandrino per piegamento a 180°

3.1.4 Collegamenti bullonati

viti ad alta resistenza, classe 8.8 dadi ad alta resistenza, classe 8

Caratteristiche di resistenza UNI EN ISO 898-1:2001:

$f_{y,b}$	649 N/mm ²	snervamento
$f_{t,b}$	800 N/mm ²	rottura

3.1.5 Collegamenti saldati

Saldature a cordone d'angolo e saldature testa a testa a completa penetrazione di I^a classe con riporto di materiale.

Caratteristiche di resistenza:

$$0,85 * f_d = 1997 \text{ daN/cm}^2 \quad \text{tensione massima}$$

3.2 MATERIALI DELL'IMPALCATO ESISTENTE

3.2.1 Calcestruzzo per strutture in elevazione

Le caratteristiche del calcestruzzo corrispondono a quelle richieste per gli calcestruzzi classificati Rck300 (classe di conoscenza LC2)

Classe di resistenza Rck300

R_{ck}	300 daN/cm ²	tensione caratteristica di rottura a compressione
σ_c	89 daN/cm ²	tensione ammissibile a compressione semplice
τ_{c0}	6 daN/cm ²	tensione ammissibile a taglio elem. non armati
τ_{c1}	16 daN/cm ²	tensione ammissibile a taglio elem. armati a taglio
E_c	311770 daN/cm ²	modulo di elasticità a compressione

Classe di esposizione XC0

Copriferro 1.5 cm sulle staffe

3.2.2 Acciaio per calcestruzzo armato

Le caratteristiche dell'acciaio corrispondono a quelle richieste nel R.D. n.2229 del 16/11/1939 per gli acciai lisci classificati "duri", (classe di conoscenza LC2)

Barre in acciaio armatura esistente tipo **Duro** (liscio, R.D.L. 2229/1939)

Caratteristiche di resistenza:

f_{yk}	3100 daN/cm ²	tensione di snervamento caratteristica
f_{tk}	6000-7000 daN/cm ²	tensione di rottura caratteristica
σ_s	1800 daN/cm ²	tensione ammissibile
n	15	coeff. di omogeneizzazione acciaio-clc
E_s	2060000 daN/cm ²	modulo di elasticità
A	> 14%	allungamento percentuale a rottura

Il Progettista delle strutture

Ing. **Bruno Bisiol**



4 RELAZIONE DI CALCOLO DELLE STRUTTURE

4.1 ANALISI STATO DI FATTO

4.1.1 Rilievo e caratterizzazione meccanica dei materiali

Nel è stato commissionato uno studio di valutazione delle condizioni di sicurezza del ponte, nel corso del quale è stata condotta un'ampia ed esaustiva

Dal report della campagna di ispezioni e controlli del 2001, con prove di caratterizzazione dei materiali e l'esame visivo delle armature per asportazione del copriferro, si è dedotto quanto segue.

I risultati ottenuti dalle prove distruttive e da quelle non distruttive (prove di compressione, sclerometriche e di pull-out) indicano che è plausibile assumere per il calcestruzzo sia per strutture in elevazione (pile e spalle) che strutture orizzontali (travi e solette), una classe di resistenza cubica non inferiore a 30 Mpa con peso specifico di 2500 kg/mc e modulo elastico di 311770 kg/mc.

Le caratteristiche dell'acciaio ottenute dai risultati di prove meccaniche su spezzoni di acciaio prelevati, hanno evidenziato un valore minimo di snervamento di 460Mpa e rottura 697Mpa, che corrispondono ai valori prescritti nel R.D. n°2229 del 16/11/1939 per acciai classificati "duri" di tipo liscio, che ha caratteristiche di resistenza paragonabili a quelle dell'acciaio di nuova fornitura B450C.

Dai rilievi sono state evidenziate le seguenti armature presenti negli elementi strutturali.

Travi principali: 3 barre diam. 29 mm più 12 barre diam. 30 mm inferiori, con staffe diam. 8 mm e copriferro di 15 mm. Armatura a tagli agli appoggi composta da 3 ferri piegati diam. 30 mm e staffe diam. 10 mm passo 16 cm. Soletta: 6 barre inferiori e 3 barre superiori diam. 10 mm a metro come armatura trasversale in campata, e 3 barre inferiori e 6 barre superiori diam. 10 mm a metro come armatura trasversale degli sbalzi laterali.

Spalle:

4.1.2 Livello di conoscenza e fattori di confidenza

Per il calcestruzzo si può assumere un livello di confidenza del materiale LC2, giustificato da disegni di carpenteria da rilievo ex-novo completo, dettagli strutturali e proprietà dei materiali costruttivi da estese verifiche in situ. Pertanto si assume un fattore di confidenza $FC=1.20$.

4.2 VITA NOMINALE, CLASSI D'USO E PERIODO DI RIFERIMENTO

4.2.1 Vita nominale

La vita nominale prevista per le strutture ponti di importanza normale deve essere > 50 anni, garantita da un adeguato copriferro sulle staffe, corrette prescrizioni per il confezionamento del calcestruzzo ed un'adeguata protezione della superficie esposta del cls.

4.2.2 Classe d'uso

In presenza di azioni sismiche, con riferimento alle conseguenze di una interruzione di operatività o di un eventuale collasso, le costruzioni sono suddivise quattro classi d'uso a seconda dell'importanza dell'opera.

La struttura in esame viene classificata in **classe II** "Costruzioni il cui uso preveda normali affollamenti. Industrie con attività non pericolose per l'ambiente. Ponti, opere infrastrutturali, reti varie non ricadenti in Classe

d'uso III o in Classe d'uso IV, reti ferroviarie la cui interruzione non provochi situazioni di emergenza. Dighe il cui collasso non provochi conseguenze rilevanti", cui corrisponde un coefficiente d'uso $C_U = 1.0$

4.2.3 Periodo di riferimento per l'azione sismica

Le azioni sismiche sull'impalcato viene valutata in relazione ad un periodo di riferimento V_R che si ricava moltiplicandone la vita nominale V_N per il coefficiente d'uso C_U . Per ponti di importanza normale si assume una vita nominale pari a 50 anni, ed il periodo di riferimento diventa:

$$V_R = V_N C_U = 50 \text{ anni} \times 1.0 = 50 \text{ anni}$$

4.2.4 Copriferro per garantire vita nominale

Vita nominale stabilita per le strutture relative ad opere ordinarie $V_N > 50$ anni.

$$c_{nom} = c_{min} + \Delta c_{dev} \quad \text{dove: } c_{min} = \max \{ c_{min,b}; c_{min,dur} + \Delta c_{dur,\gamma} - \Delta c_{dur,st} - \Delta c_{dur,add}; 10 \text{ mm} \}$$

Copriferro minimo dovuto al requisito di aderenza:

Per far sì che le forze di aderenza siano trasmesse adeguatamente, e che il calcestruzzo sia sufficientemente compatto, si raccomanda che il copriferro minimo non sia inferiore ai valori di $c_{min,b}$ dati nel prospetto 4.2 dell'Eurocodice 2.

Disposizione delle armature: isolate $c_{min,b} >$ diametro massimo delle barre = 16 mm

Copriferro minimo dovuto alle condizioni ambientali:

Si tratta di un'opera ordinaria con vita nominale di 50 anni, e l'Eurocodice 2 raccomanda una classe strutturale S4, ma si può abbassare di una classe per elemento di forma simile ad una soletta.

Requisito ambientale per $c_{min,dur}$ (mm)

Classe strutturale	Classe di esposizione secondo il prospetto 4.1
S3	20

$$\Delta c_{dur,\gamma} = 0 \quad \Delta c_{dur,st} = 0$$

Per calcestruzzo con protezioni aggiuntive (rivestimento con malta impermeabilizzante) il copriferro minimo può essere ridotto di $\Delta c_{dur,add} = 1$ cm

Copriferro minimo dovuto alla durabilità per carbonatazione:

Lo spessore carbonatato in 50 anni deve essere ovviamente minore dello spessore del copriferro. La relazione che correla tempo e spessore di carbonatazione è la seguente:

$$x_c = \text{spessore di carbonatazione} = K_{CO_2} \times (\text{tempo})^{1/2}$$

dove: K_{CO_2} è uguale a 2.04 (mm/anni^{1/2}) se si considera una struttura protetta alla pioggia, con maturazione umida per 7 gg per un calcestruzzo con $R_{ck} = 40$ N/mm², e tempo = 50 anni, perciò si ottiene

$$x_c = \text{spessore di carbonatazione} = 2.04 * 50^{0.5} = 14.4 \text{ mm}$$

R_{ck} (N/mm ²)	K_{CO_2} (mm/anni ^{1/2}) Ambienti interni (U.R.= 65%)	K_{CO_2} (mm/anni ^{1/2}) Esterno protette dalla pioggia	K_{CO_2} (mm/anni ^{1/2}) Esterno esposte alla pioggia
40	2.84	2.04	1.03

TOLLERANZA:

Il valore della tolleranza si fissa a $\Delta c_{dev} = 0$ mm, in quanto viene eseguita una scarifica di 15 mm del copriferro esistente della soletta, ma nel progetto si considera prudenzialmente una scarifica minima di 10 mm, lasciando un margine di tolleranza di 5 mm. Inoltre la posizione delle armature è vincolata ai tralicci trasversali di dimensioni e posizione precise, unito al controllo dei copriferri in cantiere.

COPRIFERRO NOMINALE:

Si sceglie come spessore minimo di copriferro per le opere in elevazione 25 mm ridotto di 10 mm per la protezione con cassero metallico dello sbalzo della soletta, e protezione con malta polimerica della superficie stradale:

$$c_{NOM} = c_{min} + \Delta c_{dev} = 15 \text{ mm}$$

Per le opere di fondazione rimane uno spessore minimo di copriferro di 25 mm con fissa a $\Delta c_{dev} = 5$ mm:

$$c_{NOM} = c_{min} + \Delta c_{dev} = 30 \text{ mm}$$

4.3 CRITERI PER LA VALUTAZIONE DELLE AZIONI SULLA STRUTTURA

- Carichi permanenti: sono costituiti dai pesi propri delle strutture portanti e delle sovrastrutture. Essi sono valutati moltiplicando il volume calcolato geometricamente per i pesi specifici dei materiali.
- Azioni dei carichi accidentali mobili: sono definiti dalle NTC2008 e vanno posizionati in modo da produrre gli effetti più sfavorevoli ai fini della stabilità degli elementi dell'impalcato (travi, soletta, traversi).
- Azioni del vento: sono valutate secondo le indicazioni previsto dalle NTC2008 (3.3) applicando la pressione del vento calcolata alla sagoma trasversale del ponte.
- Azioni sismiche: determinate in accordo con NTC 2008. Si considerano presenti le sole masse d'impalcato, senza sovraccarichi accidentali.

4.4 ELENCO DELLE CONDIZIONI ELEMENTARI DI CARICO

Si calcola l'opera sottoposta alle azioni indotte da:

- g₁** peso proprio delle strutture;
- g₂** carichi permanenti portati;
- ε₃** variazioni termiche
- q₁** carichi mobili
- q₄** azioni del vento
- q₅** neve
- q₆** azioni sismiche
- q₈** azioni sui parapetti; urto di un veicolo in svio contro un elemento strutturale.

Tali azioni saranno combinate secondo le prescrizioni delle normative vigenti in funzione delle particolari strutture dell'opera in esame.

4.5 ANALISI DEI CARICHI

4.5.1 *Pesi specifici dei materiali utilizzati e caratteristiche dei carichi*

Peso specifico acciaio per c.a.	7.850 kg/m ³
Peso specifico calcestruzzo ordinario	2.500 kg/m ³
Peso specifico asfalto (binder)	2.000 kg/m ³

4.5.2 *Peso proprio delle strutture – g1*

Nell'analisi agli elementi finiti, il peso delle strutture in acciaio dell'impalcato, ed in calcestruzzo delle fondazioni, sono denominati "PESO PROPRIO" e vengono valutati in automatico dal software di calcolo moltiplicando il peso specifico del materiale per il volume dell'elemento.

4.5.3 *Carichi permanenti portati – g2*

Il piano viario dell'impalcato presenta un manto stradale in asfalto di spessore 12cm che si assume come carico uniformemente distribuito e pari a $Q_{ASFALTO} = 2.4 \text{ kN/m}^2$.

Una volta rimosso il manto stradale in asfalto, l'unico carico permanente portato corrisponde ai guard-rails in sostituzione dei parapetti in acciaio, che si applicano come carico uniformemente distribuito pari a $Q_{CLS} = 1.0 \text{ kN/m}$.

4.5.4 *Variazioni termiche – ε*

Si considera l'allungamento del ponte una variazione termica globale applicata su tutta la struttura pari a $\Delta T = \pm 40 \text{ }^\circ\text{C}$. Lo scorrimento longitudinale sui vincoli che ne deriva è pari a $\Delta L = \alpha \cdot \Delta T \cdot L = 1.0 \cdot 10^{-5} \cdot 40 \cdot 22.11 \text{ m} = 9 \pm \text{ mm}$ per la campata tipo. Le dilatazioni sono perfettamente compatibili con i movimenti consentiti dal giunto di dilatazione: pertanto non inducono coazioni interne alle strutture.

4.5.5 *Carichi mobili – q1*

I carichi variabili da traffico sono descritti al § 5.1.3.3.3 (NTC2008). Si riportano di seguito gli schemi di carico considerati. Essi definiscono le azioni variabili del traffico, comprensive degli effetti dinamici:

SC1 - Schema di Carico 1: è costituito da carichi concentrati su due assi in tandem, applicati su impronte di pneumatico di forma quadrata e lato 0,40 m, e da carichi uniformemente distribuiti come mostrato in figura. Questo schema è da assumere a riferimento sia per le verifiche globali, sia per le verifiche locali, considerando un solo carico tandem per corsia, disposto in asse alla corsia stessa. Il carico tandem, se presente, va considerato per intero.

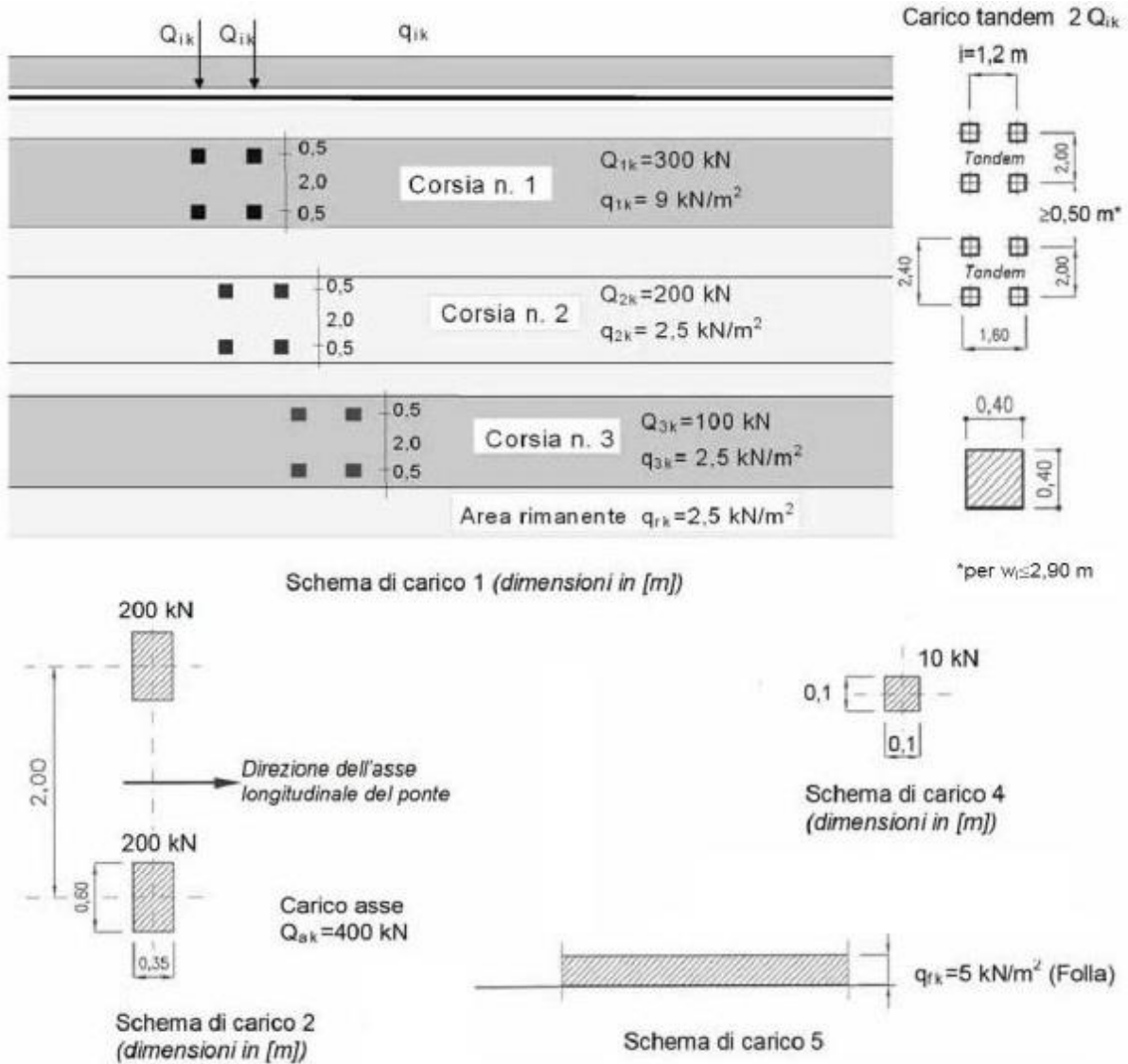
SC1 - Schema di Carico 2: è costituito da un singolo asse applicato su specifiche impronte di pneumatico di forma rettangolare, di larghezza 0,60 m ed altezza 0,35 m, come mostrato in figura. Questo schema va considerato autonomamente con asse longitudinale nella posizione più gravosa ed è da assumere a riferimento solo per verifiche locali. Qualora sia più gravoso si considererà il peso di una singola ruota di 200 kN.

SC4 - Schema di Carico 4:

è costituito da un carico isolato da 10 kN con impronta quadrata di lato 0,10m. Si utilizza per verifiche locali su marciapiedi protetti da sicurvia e sulle passerelle pedonali.

SC5 - Schema di Carico 5:

costituito dalla folla compatta, agente con intensità nominale, comprensiva degli effetti dinamici, di 5,0 kN/m². Il valore di combinazione è invece di 2,5 kN/m². Il carico folla deve essere applicato su tutte le zone significative della superficie di influenza, inclusa l'area dello spartitraffico centrale, ove rilevante.



Schemi di carico

Per i ponti di 2^a Categoria si devono considerare sulla Corsia N.1 un Carico asse **Q1k = 240 kN** ed un carico distribuito **q1k = 7,20 kN/m²**. La larghezza della carreggiata non consente l'applicazione di ulteriori corsie di carico.

Lo schema di carico n°4 viene adottato per le verifiche locali della soletta, mentre lo schema di carico n°1 agenti sull'intera superficie dell'impalcato viene adottato per le verifiche globali.

Per la definizione delle corsie convenzionali si utilizzano le disposizioni del § 5.1.3.3.2. Le larghezze w_l delle corsie convenzionali su una carreggiata ed il massimo numero (intero) possibile di tali corsie su di essa sono indicati nel prospetto seguente (Fig. 5.1.1 e Tab. 5.1.1). Se non diversamente specificato, qualora la carreggiata

di un impalcato da ponte sia divisa in due parti separate da una zona spartitraffico centrale, si distinguono i casi seguenti:

- se le parti sono separate da una barriera di sicurezza fissa, ciascuna parte, incluse tutte le corsie di emergenza e le banchine, è autonomamente divisa in corsie convenzionali.
- se le parti sono separate da barriere di sicurezza mobili o da altro dispositivo di ritenuta, l'intera carreggiata, inclusa la zona spartitraffico centrale, è divisa in corsie convenzionali.

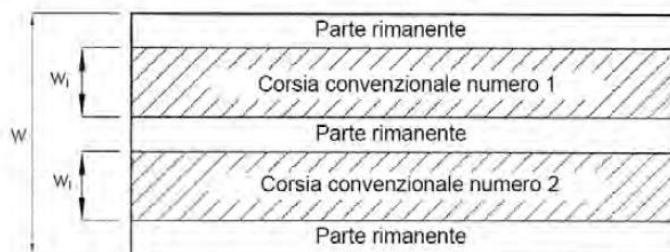


Figura 5.1.1 – Esempio di numerazione delle corsie

Tabella 5.1.I - Numero e Larghezza delle corsie

Larghezza di carreggiata "w"	Numero di corsie convenzionali	Larghezza di una corsia convenzionale [m]	Larghezza della zona rimanente [m]
$w < 5,40$ m	$n_1 = 1$	3,00	$(w-3,00)$
$5,4 \leq w < 6,0$ m	$n_1 = 2$	$w/2$	0
$6,0 \text{ m} \leq w$	$n_1 = \text{Int}(w/3)$	3,00	$w - (3,00 \times n_1)$

Il programma di calcolo strutturale utilizzato è Sismicad vers. 12.8 della Concrete Srl di Padova con licenza d'uso n°3196222. Definiti gli schemi di carico, vengono applicati sull'impalcato i carichi concentrati nelle posizioni più gravose e quelli distribuiti.

4.5.6 Azioni longitudinali di frenamento – q_3

La forza di frenamento o di accelerazione, considerando un ponte di 2^a categoria, è funzione del carico verticale totale agente sulla corsia convenzionale n.1 ed è uguale a:

$$144 \text{ kN} \leq q_3 = 0,6 (2 Q_{1k}) + 0,10 q_{1k} \cdot w_1 \cdot L \leq 900 \text{ kN} \quad \text{con}$$

con L = lunghezza della zona caricata

w_1 larghezza della corsia convenzionale n.1

quindi $q_3 = 0,6 (2 \cdot 240 \text{ kN}) + 0,10 \cdot 7,2 \text{ kN/m}^2 \cdot 3 \text{ m} \cdot 110,8 = 527 \text{ kN}$

4.5.7 Carico da vento – q_4

L'azione del vento può essere convenzionalmente assimilata ad un carico orizzontale statico diretto ortogonalmente all'asse del ponte. Come superficie investita viene presa in considerazione quella dovuta ai carichi in transito sul ponte per un'altezza pari a 3 m a cui si aggiunge la superficie laterale dell'impalcato di altezza 1.37 m.

La pressione del vento p sarà valutata con l'espressione : $p = q_{\text{ref}} \cdot C_e \cdot C_p \cdot C_d$ in cui :

q_{ref} = Pressione cinetica di riferimento

C_e = Coefficiente di esposizione

C_p = Coefficiente di forma o aerodinamico

c_d = Coefficiente dinamico

La pressione cinetica di riferimento q_{ref} vale :

$$q_{ref} = \frac{1}{2} \rho v_b^2 = 390.6 \text{ N/mq}$$

in cui :

v_b = Velocità di riferimento del vento in m/sec – valore caratteristico della velocità del vento a 10 m dal suolo su un terreno di categoria di esposizione II, mediata su 10 minuti e riferita ad un periodo di ritorno di 50 anni. (Zona 1 ; $a_s < a_0 = 1000\text{m} \rightarrow v_{b,0} = 25 \text{ m/s}$)

ρ è la densità dell'aria assunta pari a 1.25 kg/m^3

Il coefficiente di esposizione c_e dipende dall'altezza z sul suolo del punto considerato, dalla topografia del terreno e dalla categoria di esposizione del sito.

$z = 10 \text{ m}$ (quota della sommità di un mezzo stradale rispetto al pelo libero dell'acqua)

Categoria di esposizione del sito : II (per zona 1, classe di rugosità del terreno D, entro 10 km dalla costa)

Coefficienti da cui dipende c_e , che sono funzione della categoria di esposizione del sito :

$k_r = 0,19$ $z_0 = 0,05$ $z_{min} = 4$ (minore di z pertanto viene adottato il valore di z_{min})

$c_t = 1$ Coefficiente di topografia, funzione della forma del terreno su cui sorge la costruzione.

c_e = Coefficiente di esposizione

$$c_e(z) = k_r^2 c_t \ln(z/z_0) [7 + c_t \ln(z/z_0)] = 2.35$$

Nel caso di ponte chiuso con traffico stradale considero il coefficiente di forma o aerodinamico c_p per viadotti a trave piena pari a (C3.3.10.4):

per la prima trave direttamente investita dal vento $c_p = 2,4 - \varphi = 1.4$ con $0.8 < \varphi < 1$

dove $\varphi = S_p/S = 1$ con

S = è il rapporto tra la superficie delimitata dal contorno della trave,

S_p = è la superficie della parte piena della trave S_p .

Per la seconda trave a distanza non maggiore del doppio dell'altezza si applica una riduzione $\mu = 0.2$

Il coefficiente dinamico c_d può essere considerato pari a 1 (par. 3.3.8 NTC2008)

Pertanto la pressione del vento per la prima trave risulta pari a: $p = q_{ref} \cdot c_e \cdot c_p \cdot c_d = 128.6 \text{ daN/m}^2$ agente su una superficie di altezza 4.37 m, per complessivi **562 daN/m**.

Per la seconda trave parallela risulta pari a: $p = q_{ref} \cdot c_e \cdot c_p \cdot c_d = 21.1 \text{ daN/m}^2$ agente su una superficie di altezza 1.10 m, per complessivi **76 daN/m**.

Viste le luci relativamente corte delle campate dell'implacato, si può trascurare il momento torcente dovuto all'azione del vento sulla sezione trasversale avente il baricentro eccentrico rispetto alla direttrice del vento.

4.5.8 Carico neve – q_5

Secondo normativa, il carico neve si considera non concomitante con i carichi da traffico, salvo che per ponti coperti. Poiché il carico neve risulta essere di intensità inferiore ai carichi mobili viene trascurata la

combinazione di carico con la neve come carico accidentale principale e viene inserita solo nelle combinazioni di carico come carico secondario (coefficienti ψ_{ij} diversi da zero).

Il carico neve **q_s** viene valutato tramite l'espressione : $q_s = \mu_i \cdot q_{sk} \cdot C_e \cdot C_t$

q_s = Carico neve sull'impalcato

μ_i = Coefficiente di forma della superficie

q_{sk} = Valore di riferimento del carico neve al suolo

C_e = Coefficiente di esposizione

C_t = Coefficiente termico

Il valore caratteristico del carico neve al suolo q_{sk} per la Zona II ed $a_s < 200m$ vale: $q_{sk} = 1,00 \text{ kN/m}^2$

Il coefficiente di esposizione C_e può essere considerato pari ad 1 (par. 3.4.3 NTC2008)

Il coefficiente termico C_t può essere considerato pari ad 1 (par. 3.4.4 NTC2008)

Il coefficiente di forma della superficie μ_i per un'inclinazione pari $\alpha=0^\circ$, si considera pari a 0.80 (par. 3.4.5 NTC2008)

Pertanto carico neve q_s risulta pari a: $q_s = \mu_i \cdot q_{sk} \cdot C_e \cdot C_t = \mathbf{0.80 \text{ kN/m}^2}$

4.5.9 Azioni sismiche – q6

Per la determinazione degli effetti di tali azioni si fa riferimento alle sole masse corrispondenti ai pesi propri ed ai sovraccarichi permanenti, considerando nullo il valore quasi permanente delle masse corrispondenti ai carichi da traffico.

Le azioni sismiche di progetto, in base alle quali valutare il rispetto dei diversi stati limite considerati, si definiscono a partire dalla "pericolosità sismica di base" del sito di costruzione. Essa costituisce l'elemento di conoscenza primario per la determinazione delle azioni sismiche. La pericolosità sismica è definita in termini di accelerazione orizzontale massima attesa a_g in condizioni di campo libero su sito di riferimento rigido con superficie topografica orizzontale, nonché di ordinate dello spettro di risposta elastico in accelerazione ad essa corrispondente $S_e(T)$, con riferimento a prefissate probabilità di eccedenza P_{VR} , nel periodo di riferimento V_R .

4.5.10 Spinta sui parapetti – q8

In seguito all'urto di un veicolo pesante tutti i piantoni della barriera in un certo tratto subiscono una rilevante deformazione plastica. Il piantone del guardrail è realizzato con un profilo ad U 100x85x5.

Nella determinazione della massima forza d'urto, secondo il DM 14/1/2008 (§3.6.3.3.2), si considera una forza orizzontale $H = 100 \text{ kN}$, applicata su una linea lunga 50cm. Secondo il DM 14/1/2008 (§5.1.3.10) si ipotizza che la forza d'urto agisca ad un'altezza H dalla pavimentazione stradale corrispondente al minimo tra 100cm e l'altezza della barriera dalla pavimentazione stradale -10cm. Nel caso in esame, l'altezza da terra del nastro d'acciaio della barriera è pari a 83 cm, perciò la forza d'urto agisce a $(83-10) = 73 \text{ cm}$ dalla pavimentazione stradale. Questa forza deve essere applicata su una linea lunga 0,5 m, e viene considerata agente trasversalmente ed orizzontalmente.

4.5.11 Stati limite e relative probabilità di superamento

Gli **stati limite di esercizio** sono:

- *Stato Limite di Operatività (SLO)*: a seguito del terremoto la costruzione nel suo complesso, includendo gli elementi strutturali, quelli non strutturali, le apparecchiature rilevanti alla sua funzione, non deve subire danni ed interruzioni d'uso significativi;
- *Stato Limite di Danno (SLD)*: a seguito del terremoto la costruzione nel suo complesso, includendo gli elementi strutturali, quelli non strutturali, le apparecchiature rilevanti alla sua funzione, subisce danni tali da non mettere a rischio gli utenti e da non compromettere significativamente la capacità di resistenza e di rigidezza nei confronti delle azioni verticali e orizzontali, mantenendosi immediatamente utilizzabile pur nell'interruzione d'uso di parte delle apparecchiature.

Gli **stati limite ultimi** sono:

- *Stato Limite di salvaguardia della Vita (SLV)*: a seguito del terremoto la costruzione subisce rotture e crolli dei componenti non strutturali ed impiantistici e significativi danni dei componenti strutturali cui si associa una perdita significativa di rigidezza nei confronti delle azioni orizzontali; la costruzione conserva invece una parte della resistenza e rigidezza per azioni verticali e un margine di sicurezza nei confronti del collasso per azioni sismiche orizzontali;
- *Stato Limite di prevenzione del Collasso (SLC)*: a seguito del terremoto la costruzione subisce gravi rotture e crolli dei componenti non strutturali ed impiantistici e danni molto gravi dei componenti strutturali; la costruzione conserva ancora un margine di sicurezza per azioni verticali ed un esiguo margine di sicurezza nei confronti del collasso per azioni orizzontali.

Si calcola ora il periodo di ritorno T_R del sisma sulla base delle probabilità di superamento P_{VR} nel periodo di riferimento V_R :

$$T_R = -V_R / \ln (1-P_{VR})$$

Stato limite		Probabilità di superamento nel periodo di riferimento, P_{VR} (%)	Tempo di ritorno per la definizione dell'azione sismica, T_r
Stati limite di esercizio	SLO	81%	45 anni
	SLD	63%	75 anni
Stati limite ultimi	SLV	10%	712 anni
	SLC	5%	1462 anni

4.5.12 Valutazione dell'azione sismica

4.5.12.1 DESCRIZIONE DEL MOTO SISMICO IN SUPERFICIE E SUL PIANO DI FONDAZIONE

L'azione sismica è caratterizzata da 3 componenti traslazionali, due orizzontali contrassegnate da X ed Y ed una verticale contrassegnata da Z, da considerare tra di loro indipendenti.

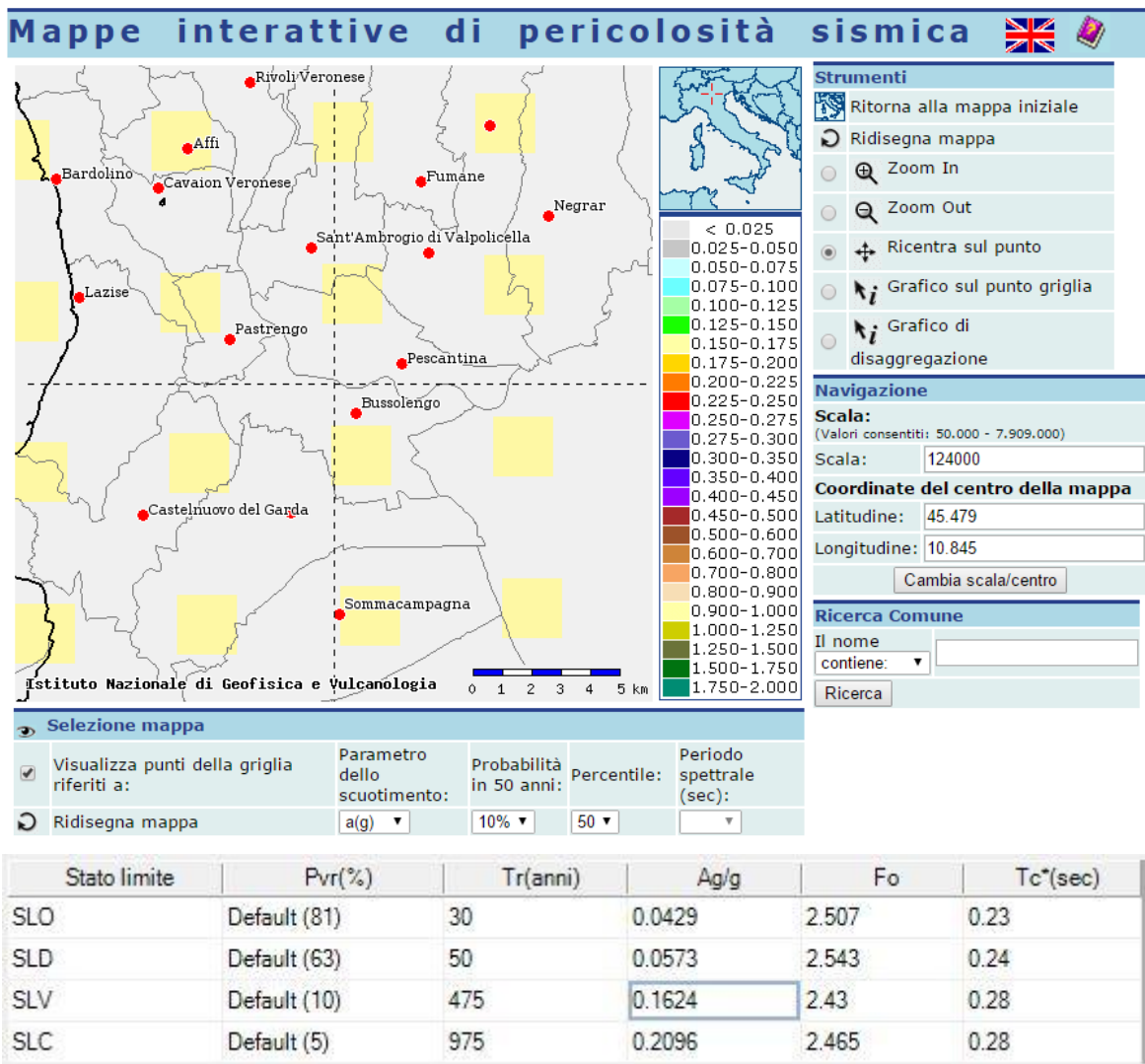
Le componenti sono descritte dall'accelerazione massima e dal relativo spettro di risposta attesi in superficie.

Le due componenti ortogonali indipendenti che descrivono il moto orizzontale sono caratterizzate dallo stesso spettro di risposta. La componente che descrive il moto verticale è caratterizzata dal suo spettro di risposta. In mancanza di documentata informazione specifica, in via semplificata l'accelerazione massima e lo spettro di risposta della componente verticale attesa in superficie possono essere determinati sulla base dell'accelerazione massima e dello spettro di risposta delle due componenti orizzontali. La componente accelerometrica verticale può essere correlata alle componenti accelerometriche orizzontali del moto sismico.

Vista la geometria delle strutture e la bassa sismicità della zona, non viene considerata la capacità dissipativa delle strutture, l'azione sismica viene descritta mediante spettri di riposta elastici.

4.5.12.2 SPETTRO DI RISPOSTA ELASTICO IN ACCELERAZIONE

I parametri (a_g , T_0 e T^*c) necessari per la determinazione dell'azione sismica secondo il D.M. 14.01.2008 sono determinati in base alla localizzazione del sito di intervento: Comune di Pescantina (VR), via Molini, **latitudine 45.479378°; longitudine 10.845930°**



Il moto può essere considerato come composizione di tre componenti, due orizzontali con medesimo spettro e una verticale. Si è deciso di trascurare la componente verticale del sisma in quanto le travi sono in semplice appoggio senza sbalzi.

Lo spettro di risposta elastico in accelerazione è espresso da una forma spettrale (spettro normalizzato) riferita ad uno smorzamento convenzionale del 5%, moltiplicata per il valore dell'accelerazione orizzontale massima a_g su sito di riferimento rigido orizzontale. Sia la forma spettrale che il valore di a_g variano al variare della probabilità di superamento nel periodo di riferimento P_{VR} .

Gli spettri così definiti possono essere utilizzati per strutture con periodo fondamentale minore o uguale a 4.0 s. Per strutture con periodi fondamentali superiori lo spettro deve essere definito da apposite analisi ovvero l'azione sismica deve essere descritta mediante accelerogrammi.

Per le componenti orizzontali lo spettro di risposta elastico orizzontale $S_e(t)$ è definito dalle seguenti espressioni (§3.2.3.2.1 NTC2008)

$$0 < T < T_B: \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_o \cdot \left[\frac{T}{T_B} + \frac{1}{\eta \cdot F_o} \left(1 - \frac{T}{T_B} \right) \right]$$

$$T_B \leq T < T_C \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_o$$

$$T_C \leq T < T_D: \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_o \cdot \left[\frac{T_C}{T} \right]$$

$$T_D \leq T: \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_o \cdot \left[\frac{T_C T_D}{T^2} \right]$$

S_e accelerazione spettrale orizzontale.

T periodo di vibrazione di un sistema lineare ad un grado di libertà

S è il coefficiente che tiene conto della categoria di sottosuolo

a_g accelerazione orizzontale massima su sito di riferimento rigido orizzontale

T_B periodo corrispondente all'inizio del tratto dello spettro ad accelerazione costante

T_C periodo corrispondente all'inizio del tratto a velocità costante dello spettro di accelerazione

T_D periodo corrispondente all'inizio del tratto a spostamento costante dello spettro di accelerazione

η è il fattore che altera lo spettro elastico per coefficienti di smorzamento viscosi convenzionali ξ diversi

dal 5%, mediante la relazione $\eta = \sqrt{\frac{10}{5 + \xi}} \geq 0,55$ dove ξ (espresso in percentuale) è valutato sulla

base di materiali, tipologia strutturale e terreno di fondazione;

F_o fattore che quantifica l'amplificazione spettrale massima, sul sito di riferimento rigido orizzontale, ed ha il valore minimo pari a 2,2;

4.5.12.3 SPETTRO DI RISPOSTA ELASTICO IN ACCELERAZIONE DELLE COMPONENTI VERTICALI

Lo spettro di risposta elastico in accelerazione della componente verticale è definito dalle espressioni seguenti:

$$0 < T < T_B: \quad S_{ve}(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_v \cdot \left[\frac{T}{T_B} + \frac{1}{\eta \cdot F_o} \left(1 - \frac{T}{T_B} \right) \right]$$

$$T_B \leq T < T_C \quad S_{ve}(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_v$$

$$T_C \leq T < T_D: \quad S_{ve}(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_v \cdot \left[\frac{T_C}{T} \right]$$

$$T_D \leq T: \quad S_{ve}(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_v \cdot \left[\frac{T_C T_D}{T^2} \right]$$

nelle quali T e S_{ve} sono, rispettivamente, periodo di vibrazione ed accelerazione spettrale verticale. I valori da attribuire a T_B , T_C , T_D e a_{vg} per ogni tipo (forma) di spettro verticale sono ricavabili dal paragrafo 3.2.3.2.2 NTC2008 .

L'azione del sisma verticale agisce tuttavia in assenza dei carichi mobili. Tale condizione di carico risulta sempre inferiore ai carichi accidentali e pertanto la verifica sismica per le azioni verticali è automaticamente soddisfatta dalla verifica delle condizioni con i carichi mobili.

4.5.12.4 AZIONE SISMICA DI PROGETTO

La struttura del ponte deve essere concepita e dimensionata in modo tale che sotto l'azione sismica di progetto per lo SLV essa rimanga in campo elastico senza dissipazione di energia.

Per il ponte in esame, la progettazione avviene totalmente in campo elastico allo SLV, adottando per tutte e tre le componenti del sisma uno spettro elastico allo SLV con $\xi = 5\%$

4.5.13 Combinazione dell'azione sismica con le altre azioni (§3.2.4 NTC2008)

Nel caso delle costruzioni civili e industriali le verifiche agli stati limite ultimi o di esercizio devono essere effettuate per la combinazione dell'azione sismica con le altre azioni fornita in § 2.5.3 NTC2008 e che qui si riporta:

$$G_1 + G_2 + P + E + \sum_i \psi_{2j} Q_{kj}$$

Gli effetti dell'azione sismica saranno valutati tenendo conto delle masse associate ai seguenti carichi gravitazionali:

$$G_1 + G_2 + \sum_i \psi_{2j} Q_{kj}$$

per i carichi dovuti al transito dei mezzi si assume $\psi_{2j} = 0$.

4.6 COMBINAZIONI DI CARICO

4.6.1 Combinazioni di carico

Si fa riferimento alle combinazioni elencate nel paragrafo §2.5.3 riportata del D.M. 14 gennaio 2008, ed alla tabella 5.I.V che fornisce i valori dei coefficienti parziali delle azioni da assumere nell'analisi per la determinazione degli effetti delle azioni nelle verifiche agli stati limite ultimi.

- Combinazione fondamentale, generalmente impiegata per gli stati limite ultimi (SLU):

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

- Combinazione caratteristica (rara), generalmente impiegata per gli stati limite di esercizio (SLE) irreversibili, da utilizzarsi nelle verifiche alle tensioni ammissibili di cui al § 2.7:

$$G_1 + G_2 + P + Q_{k1} + \psi_{02} \cdot Q_{k2} + \psi_{03} \cdot Q_{k3} + \dots$$

- Combinazione frequente, generalmente impiegata per gli stati limite di esercizio (SLE) reversibili:

$$G_1 + G_2 + P + \psi_{11} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \psi_{23} \cdot Q_{k3} + \dots$$

- Combinazione quasi permanente (SLE), generalmente impiegata per gli effetti a lungo termine:

$$G_1 + G_2 + P + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \psi_{23} \cdot Q_{k3} + \dots$$

- Combinazione sismica, impiegata per gli stati limite ultimi e di esercizio connessi all'azione sismica E:

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

- Combinazione eccezionale, impiegata per gli stati limite ultimi connessi alle azioni eccezionali di progetto Ad:

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

Il significato dei simboli è il seguente:

γ_{G1}	coefficiente parziale del peso proprio della struttura, del terreno e dell'acqua, quando pertinente;
γ_{G2}	coefficiente parziale dei pesi propri degli elementi non strutturali;
γ_Q	coefficiente parziale delle azioni variabili da traffico;

γ_{qi} coefficiente parziale delle azioni variabili.

Altri valori di coefficienti parziali sono riportati nel Cap. 4 NTC2008 con riferimento a particolari azioni specifiche dei diversi materiali.

		Coefficiente	EQU ⁽¹⁾	A1 STR	A2 GEO
Carichi permanenti	favorevoli	γ_{G1}	0,90	1,00	1,00
	sfavorevoli		1,10	1,35	1,00
Carichi permanenti non strutturali ⁽²⁾	favorevoli	γ_{G2}	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,50	1,50	1,30
Carichi variabili da traffico	favorevoli	γ_Q	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,35	1,35	1,15
Carichi variabili	favorevoli	γ_{Qi}	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,50	1,50	1,30
Distorsioni e presollecitazioni di progetto	favorevoli	$\gamma_{\epsilon 1}$	0,90	1,00	1,00
	sfavorevoli		1,00 ⁽³⁾	1,00 ⁽⁴⁾	1,00
Ritiro e viscosità, Variazioni termiche, Cedimenti vincolari	favorevoli	$\gamma_{\epsilon 2}, \gamma_{\epsilon 3}, \gamma_{\epsilon 4}$	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 di GEO.
⁽²⁾ Nel caso in cui i carichi permanenti non strutturali (ad es. carichi permanenti portati) siano compiutamente definiti si potranno adottare gli stessi coefficienti validi per le azioni permanenti.
⁽³⁾ 1,30 per instabilità in strutture con precompressione esterna
⁽⁴⁾ 1,20 per effetti locali

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

I valori dei coefficienti ψ_{0j} , ψ_{1j} e ψ_{2j} per le diverse categorie di azioni sono riportati nella Tab. 5.1.VI

Azioni	Gruppo di azioni (Tabella 5.1.IV)	Coefficiente ψ_0 di combinazione	Coefficiente ψ_1 (valori frequenti)	Coefficiente ψ_2 (valori quasi permanenti)
Azioni da traffico (Tabella 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
Vento q_5	Vento a ponte scarico SLU e SLE	0,6	0,2	0,0
	Esecuzione	0,8	----	0,0
	Vento a ponte carico	0,6		
Neve q_5	SLU e SLE	0,0	0,0	0,0
	esecuzione	0,8	0,6	0,5
Temperatura	T_k	0,6	0,6	0,5

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

Le masse sismiche da considerarsi per il calcolo dell'azione sismica sono (par. 3.2.4 NTC2008):

$$\sum \psi_{2j} Q_{kj}$$

$G_1 + G_2 +$

Nel caso di ponti si assumerà per i carichi dovuti al transito dei mezzi $\psi_{2j} = 0,2$ quando rilevante. Anche per le azioni di frenatura e centrifuga dovuti a carichi da traffico Q_{kj} concomitanti con la combinazione sismica si adotterà la riduzione al 20%.

L'azione del sisma verticale agisce in assenza dei carichi mobili. Tale condizione di carico risulta sempre inferiore ai carichi accidentali e pertanto la verifica sismica per le azioni verticali è automaticamente soddisfatta dalla verifica delle condizioni con i carichi mobili.

4.6.2 Combinazioni di carico allo SLU

CC1: $1.35 G_1 + 1.5 G_2 + 1.35 (Q_{k,A} + q_k) + 0.9 (q_{4,vento} + T_k)$

CC2: $1.35 G_1 + 1.5 G_2 + 1.35 (Q_{k,B} + q_k) + 0.9 (q_{4,vento} + T_k)$

CC3: $1.35 G_1 + 1.5 G_2 + 1.0125 Q_{k,A} + 0.54q_k + 1.5 q_{4,vento} + 0.9 T_k$

CC4: $1.35 G_1 + 1.5 G_2 + 1.0125 Q_{k,B} + 0.54q_k + 1.5 q_{4,vento} + 0.9 T_k$

CC5: $1.35 G_1 + 1.5 G_2 + 1.5 (q_{5k,folia} + q_8) 0.9 T_k$

CC6: $1.35 G_1 + 1.5 G_2 + 1.5 q_{5,neve} + 0.9 T_k$

CC7: $G_1 + G_2 + 1.0125 Q_{k,B} + 0.54q_k + 1.35 q_{3,frenamneto}$

4.6.3 Combinazioni di carico allo SLE rara

CC8: $G_1 + G_2 + (Q_{k,A} + q_k) + 0.6 (q_{4,vento} + T_k)$

CC9: $G_1 + G_2 + (Q_{k,B} + q_k) + 0.6 (q_{4,vento} + T_k)$

CC10: $G_1 + G_2 + 0.75 Q_{k,A} + 0.4 q_k + q_{4,vento} + 0.6 T_k$

CC11: $G_1 + G_2 + 0.75 Q_{k,B} + 0.4 q_k + q_{4,vento} + 0.6 T_k$

CC12: $G_1 + G_2 + q_{5k} + 0.6 (q_{4,vento} + T_k)$

4.6.4 Combinazioni di carico allo SLE frequente

CC13: $G_1 + G_2 + 0.75 (Q_{k,A} + q_k) + 0.5 T_k$

CC14: $G_1 + G_2 + 0.75 (Q_{k,B} + q_k) + 0.5 T_k$

CC15: $G_1 + G_2 + 0.2 (Q_{k,A} + q_k) + 0.2 q_{4,vento} + 0.5 T_k$

CC16: $G_1 + G_2 + 0.2 (Q_{k,B} + q_k) + 0.2 q_{4,vento} + 0.5 T_k$

CC17: $G_1 + G_2 + 0.75 (q_{5k,folia} + q_8) + 0.5 T_k$

4.6.5 Combinazioni di carico allo SLE quasi permanente

CC18: $G_1 + G_2 + 0.20 (Q_{k,A} + q_k)$

CC19: $G_1 + G_2 + 0.20 (Q_{k,B} + q_k)$

4.6.6 Combinazioni di carico allo SLU eccezionale

CC20: $G_1 + G_2 + Q_{Ak} + q_{8urto\ longitudinaline}$

CC21: $G_1 + G_2 + Q_{Ak} + q_{8urto\ trasversale}$

4.6.7 Combinazioni di carico allo SLV

CC22: $G_1 + G_2 + 0.20 (Q_{k,A} + q_k) + E_x \pm 0.3 E_Y \pm 0.3 E_Z$

CC23: $G_1 + G_2 + 0.20 (Q_{k,B} + q_k) + E_x \pm 0.3 E_Y \pm 0.3 E_Z$

CC24: $G_1 + G_2 + 0.20 (Q_{k,A} + q_k) + 0.3 E_x \pm E_Y \pm 0.3 E_Z$

CC25: $G_1 + G_2 + 0.20 (Q_{k,B} + q_k) + 0.3 E_x \pm E_Y \pm 0.3 E_Z$

4.7 METODO DI ANALISI

Il modello di calcolo adottato è in grado di fornire le caratteristiche di sollecitazione flessionali e taglianti, agenti sia sulle travi principali sia sui diaframmi, dovute, quest'ultime, all'espletamento della funzione irrigidimento della sezione trasversale e redistribuzione dei carichi.

Il viadotto in oggetto è stato analizzato attraverso l'utilizzo di modelli numerici e l'adozione di una discretizzazione FEM; in particolare, adottando una schematizzazione a graticcio di travi, le varie membrature sono state simulate mediante elementi mono-dimensionali tipo BEAM. I carichi permanenti ed accidentali sono stati inseriti direttamente nei modelli di calcolo adottati, prevedendo opportunamente dei nodi in corrispondenza degli elementi beam di impalcato.

4.7.1 Analisi dinamica

Per il calcolo di sollecitazioni e deformazioni delle strutture si sono adottate le ipotesi di materiali linearmente elastici. Le analisi sono svolte nelle ipotesi di piccoli spostamenti e piccole deformazioni impiegando i criteri della Scienza e della Tecnica delle Costruzioni.

La fase di verifica è stata condotta adottando il metodo di verifica semiprobabilistico agli stati limite. Le verifiche riportate nel presente documento rappresentano un estratto di tutte le verifiche effettuate. Si intende che, per quanto non riportato nella presente relazione, sono stati adottati i criteri di verifica sopra citati, controllando resistenza, stabilità e deformabilità con i medesimi coefficienti di sicurezza ed utilizzando i carichi definiti nella presente relazione.

4.7.2 Analisi sismica

L'analisi strutturale sismica è stata condotta mediante un'analisi dinamica lineare in accordo con quanto previsto dalla normativa, in quanto nel modello FEM sono stati inseriti elementi a comportamento lineare.

4.7.3 Codici di calcolo

Tutti i codici di calcolo automatico utilizzati per il calcolo e la verifica delle strutture e la redazione della presente relazione di calcolo sono di sicura ed accertata validità e sono stati impiegati conformemente alle loro caratteristiche. Tale affermazione è suffragata dai seguenti elementi:

- grande diffusione del codice di calcolo sul mercato;
- storia consolidata del codice di calcolo (svariati anni di utilizzo);
- utilizzo delle versioni più aggiornate (dopo test);
- pratica d'uso frequente in studio.

In considerazione dei problemi in studio, caratterizzati da piccoli spostamenti e tensioni inferiori ai limiti elastici dei materiali, si è ritenuto sufficiente adottare una schematizzazione della geometria e dei materiali di tipo lineare con leggi elastiche e isotrope ed omogenee.

Per le verifiche delle strutture viene utilizzato il programma SismiCAD v.12.8.

4.7.4 Il programma di calcolo Sismicad

Sismicad è un sistema di calcolo agli elementi finiti che nasce come software specifico per Ingegneria Civile. Pertanto consente di affrontare con precisione analisi con il metodo dello spettro di risposta, analisi statiche non lineari (pushover con approcci a plasticità concentrata o diffusa), analisi dinamiche lineari. Il solutore FEM è dotato di elementi beam, plate; permette le analisi: statica, dinamica modale.

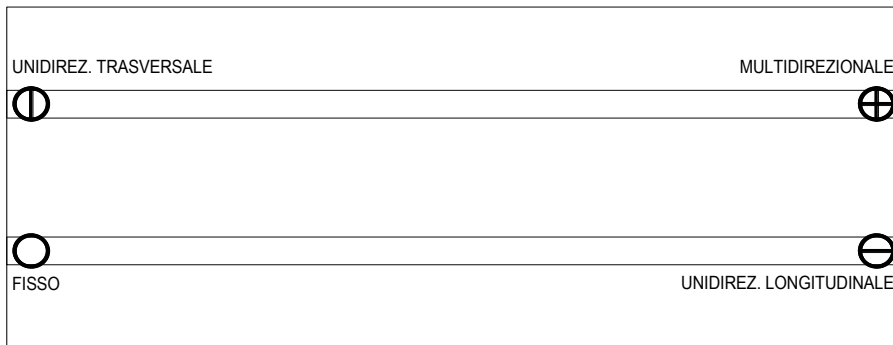
Sismicad è un programma che consente di analizzare strutture tridimensionali discretizzate attraverso elementi finiti mono e bidimensionali, anche con non linearità di materiale o con effetti dinamici. Il sistema di calcolo è costituito da un preprocessore, solutore and post-processore. Il programma è dotato di una vasta libreria di elementi finiti mono e bidimensionali.

Sismicad nasce come software (validato) specifico per Ingegneria Civile, pertanto consente di affrontare con precisione l'analisi statica e dinamica lineare delle strutture. Sismicad è rivolto alla risoluzione di problematiche di progettazione strutturale. Esso consente la progettazione di manufatti in generale sia ad uso abitativo che industriale in muratura, cemento armato, acciaio e legno. Viene utilizzata la versione di Sismicad 12.8, prodotto e distribuito dalla Concrete S.r.l. di Padova, rilasciato con licenza d'uso n°3196222, con tutti gli aggiornamenti disponibili alla data del 16/12/2015. Il programma è dotato di una vasta libreria di elementi finiti mono e bidimensionali la cui formulazione è basata su lavori di ricerca pubblicati sulle più autorevoli riviste internazionali. Ogni dato immesso viene processato, ne viene controllata la compatibilità e, in caso di errore, viene segnato a video e in un file di errore il problema riscontrato.

Questo software è stato testato con un insieme di esempi strutturali, che manuale mettono in risalto alcune caratteristiche del solutore e sono utili per comparare i risultati con quelli teorici. Per i problemi di verifica vengono attivati gli elementi finiti significativi disponibili in biblioteca e le analisi includono sia i problemi di tipo statico che quelli di tipo dinamico. Gli esempi sono tratti da un articolo scientifico nel quale sono proposti una serie di test al fine di valutare il comportamento di elementi finiti sotto varie conformazioni geometriche e di carico. In aggiunta, sono stati riprodotti gli esempi riportati da una accreditata associazione (NAFEMS) che si occupa di verifica e qualificare i software commerciali attraverso la proposta di opportuni test.

4.7.5 Condizioni di vincolo dell'impalcato

L'impalcato è suddiviso in campate isostatiche con schema a trave su due appoggi con le solette integrative collegate a formare una catena cinematica. Le travi principali appoggiano sui pulvini delle pile e spalle con un foglio in piombo interposto. Ai soli fini delle verifiche dell'impalcato, si considera lo schema di vincolo sottostante, con apparecchi di appoggio fissi, unidirezionali e bidirezionali, per garantire una configurazione stabile alla modellazione FEM.



La rampa lato Arcè è suddivisa in campate isostatiche con schema a trave su due appoggi con le solette integrative collegate a formare una catena cinematica. Le travi in c.a.p. che compongono il solettone appoggiano direttamente sui pulvini delle pile e della spalla finale. Ai soli fini delle verifiche del solettone, si considera lo schema di vincolo sottostante, con apparecchi di appoggio fissi, unidirezionali e bidirezionali, per garantire una configurazione stabile alla modellazione FEM.

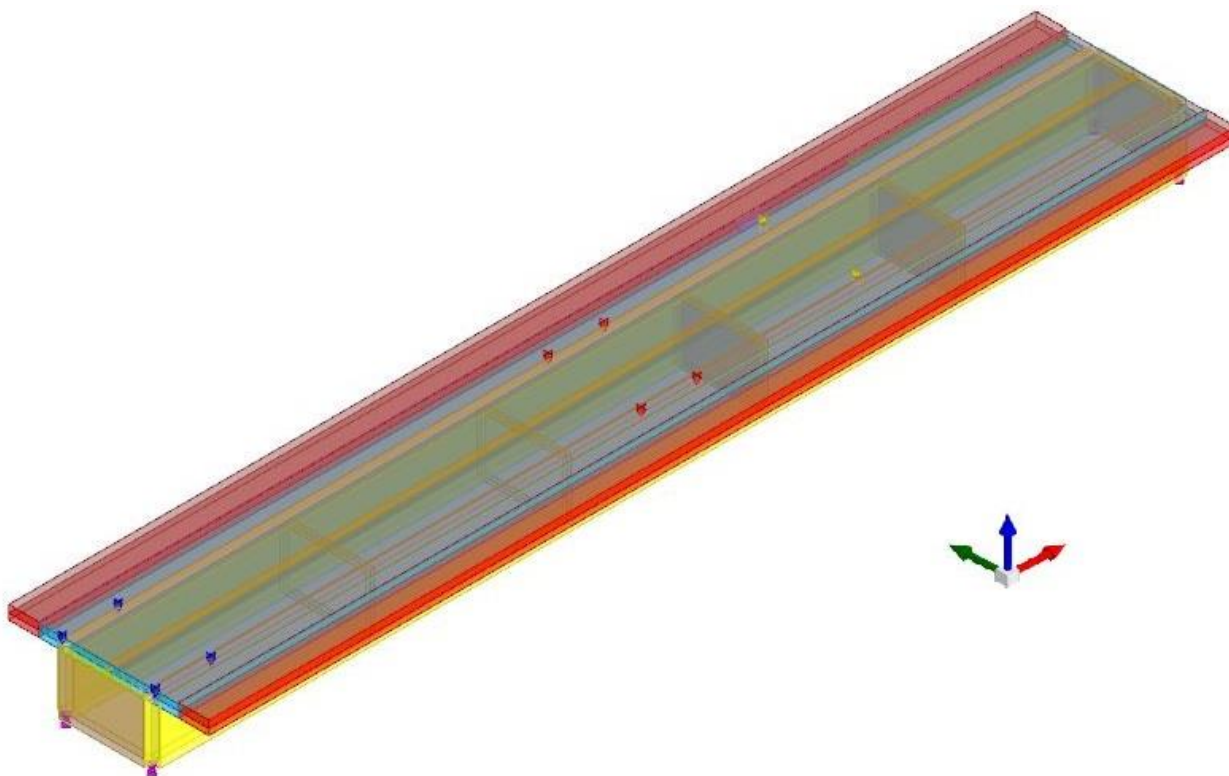
Le forze orizzontali accelerazione/frenamento e del vento vengono trasmesse alle strutture di fondazione grazie all'attrito tra piombo e calcestruzzo, in quanto sono di un ordine di grandezza inferiore al peso dell'impalcato, mentre non sono in grado di trasferire le azioni del sisma.

4.7.6 Modellazione FEM

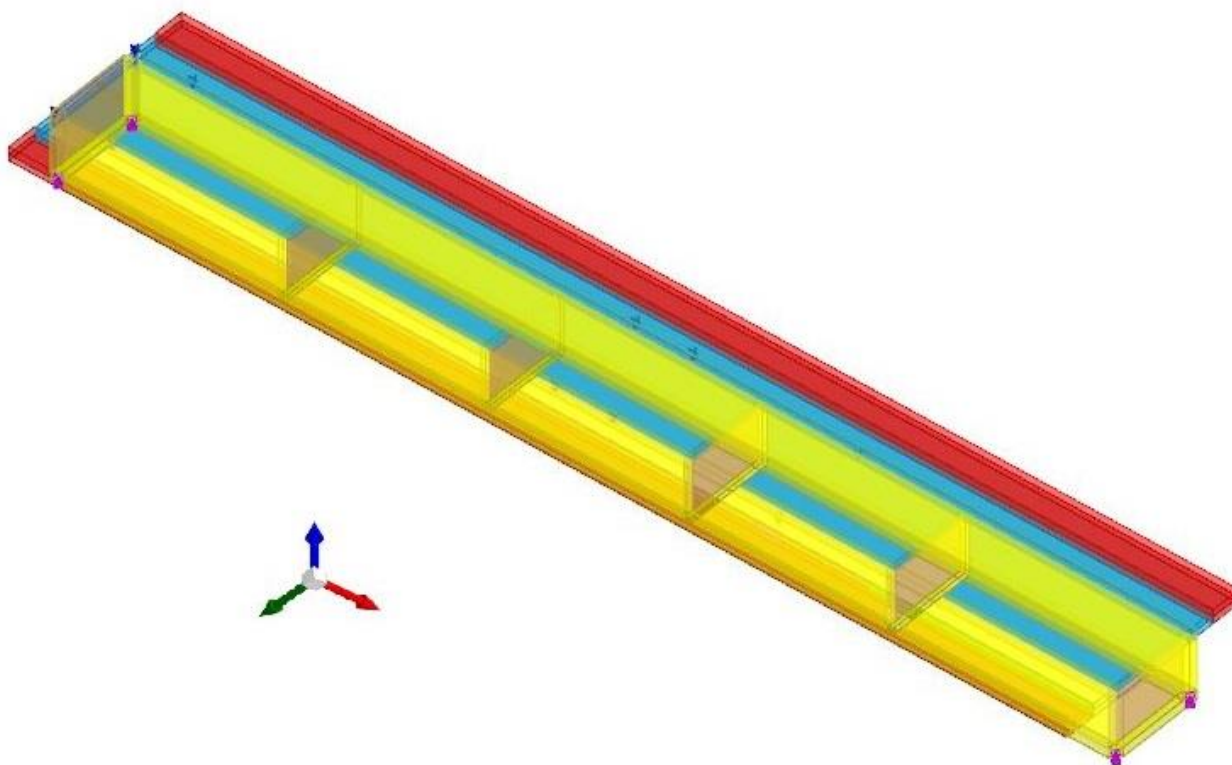
Le analisi sono state condotte mediante modellazione matematica tridimensionale agli elementi finiti estesa all'intero impalcato escluse le sottostrutture di sostegno (spalle e pila centrale), quindi vincolato esternamente in corrispondenza degli apparecchi di appoggio. Pile, spalle e fondazioni vengono verificate a parte, applicando le sollecitazioni trasmesse dall'impalcato.

Si tratta di un modello schematico, ma sufficientemente dettagliato per riprodurre in modo adeguato la geometria della struttura e lo stato di sollecitazione (da cui si deriverà manualmente lo stato tensionale) a cui sono soggetti i vari elementi in tutte le fasi costruttive del ponte.

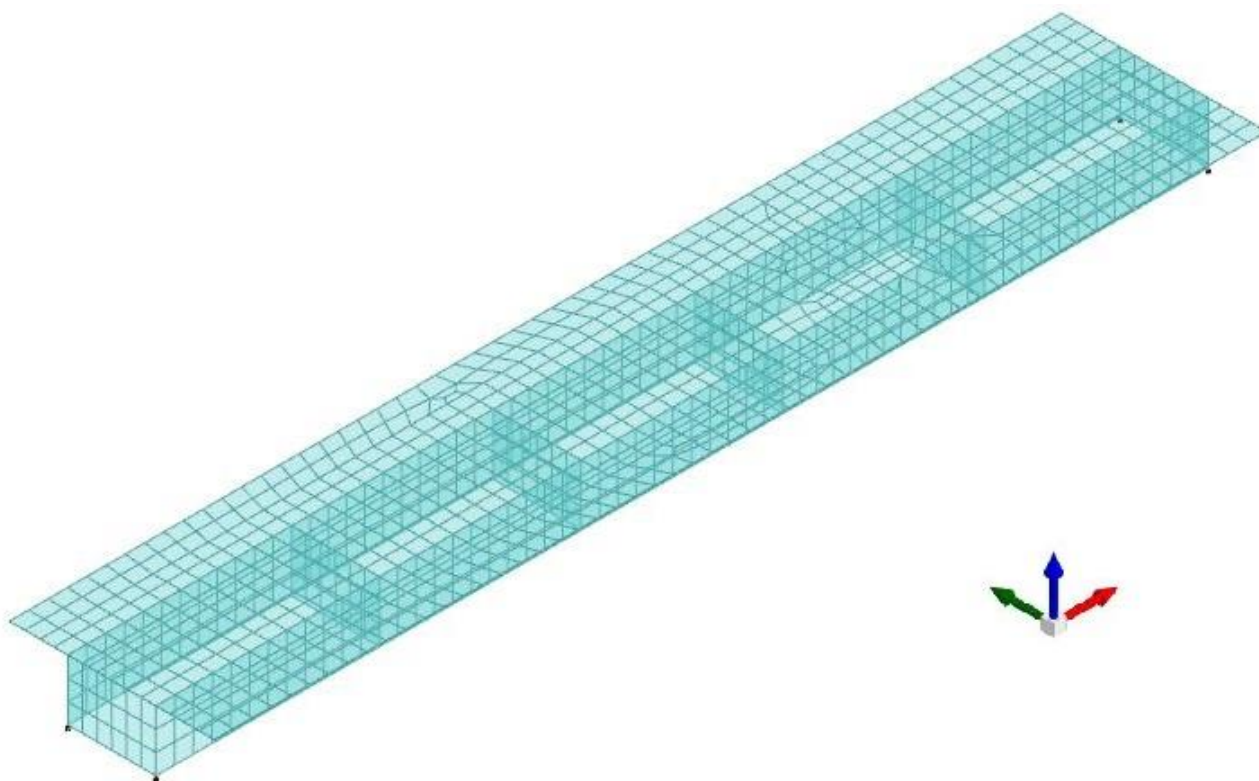
Per la verifica delle spalle sia in condizioni statiche sia in condizioni sismiche è stato realizzato un modello agli elementi finiti della sola spalla sinistra con elementi piastra (plate), e relative fondazioni su pali schematizzati con elementi beam. Sulla spalle sono stati riportati gli scarichi dell'impalcato in combinazione sismica, inseriti come masse concentrate.



Assonometria dall'alto della struttura 3D dell'impalcato



Assonometria da sotto della struttura 3D dell'impalcato



Assonometria modello FEM dell'impalcato

4.7.7 Preferenze di analisi

Metodo di analisi	D.M. 14-01-08 (N.T.C.)	
Tipo di costruzione	2	
Vn	50	
Classe d'uso	II	
Vr	50	
Tipo di analisi	Lineare dinamica	
Località	Verona, Bussolengo; Latitudine ED50 45,4794° (45° 28' 46"); Longitudine ED50 10,8459° (10° 50' 45"); Altitudine s.l.m. 15,54	
m.		
Zona sismica	Zona 4	
Categoria del suolo	C - sabbie ed argille medie	
Categoria topografica	T1	
Ss orizzontale SLD	1.5	
Tb orizzontale SLD	0.135	[s]
Tc orizzontale SLD	0.404	[s]
Td orizzontale SLD	1.829	[s]
Ss orizzontale SLV	1.46	
Tb orizzontale SLV	0.149	[s]
Tc orizzontale SLV	0.447	[s]
Td orizzontale SLV	2.25	[s]
St	1	
PVr SLD (%)	63	
Tr SLD	50	
Ag/g SLD	0.0573	
Fo SLD	2.543	
Tc* SLD	0.24	
PVr SLV (%)	10	
Tr SLV	475	
Ag/g SLV	0.1624	
Fo SLV	2.43	
Tc* SLV	0.28	
Smorzamento viscoso (%)	5	
Classe di duttilità	Non dissipativa	
Rotazione del sisma	0	[deg]
Quota dello '0' sismico	0	[cm]
Regolarità in pianta	Si	
Regolarità in elevazione	Si	
Edificio C.A.	Si	

Edificio esistente	Si	
Altezza costruzione	127	[cm]
C1	0.075	
T1	0.09	[s]
Lambda SLD	1	
Lambda SLV	1	
Numero modi	4	
Metodo di Ritz	applicato	
Torsione accidentale semplificata	No	
Torsione accidentale per piani (livelli e falde) flessibili	No	
Eccentricità X (per sisma Y) livello "pulvino"	0	[cm]
Eccentricità Y (per sisma X) livello "pulvino"	0	[cm]
Eccentricità X (per sisma Y) livello "soletta"	0	[cm]
Eccentricità Y (per sisma X) livello "soletta"	0	[cm]
Limite spostamenti interpiano	0.005	
Moltiplicatore sisma X per combinazioni di default	1	
Moltiplicatore sisma Y per combinazioni di default	1	
Fattore di struttura per sisma X	1	
Fattore di struttura per sisma Y	1	
Fattore di struttura per sisma Z	1	
Applica 1% (§ 3.1.1)	No	
Coefficiente di sicurezza portanza fondazioni superficiali	2.3	
Coefficiente di sicurezza scorrimento fondazioni superficiali	1.1	
Coefficiente di sicurezza portanza verticale pali infissi, punta	1.15	
Coefficiente di sicurezza portanza verticale pali infissi, laterale compressione		1.15
Coefficiente di sicurezza portanza verticale pali infissi, laterale trazione	1.25	
Coefficiente di sicurezza portanza verticale pali trivellati, punta	1.35	
Coefficiente di sicurezza portanza verticale pali trivellati, laterale compressione		1.15
Coefficiente di sicurezza portanza verticale pali trivellati, laterale trazione	1.25	
Coefficiente di sicurezza portanza verticale micropali, punta	1.35	
Coefficiente di sicurezza portanza verticale micropali, laterale compressione	1.15	
Coefficiente di sicurezza portanza verticale micropali, laterale trazione	1.25	
Coefficiente di sicurezza portanza trasversale pali	1.3	
Fattore di correlazione resistenza caratteristica dei pali in base alle verticali indagate	1.7	
Normativa di verifica C.A.		
Coefficiente di omogeneizzazione	15	
γ_s (fattore di sicurezza parziale per l'acciaio)	1.15	
γ_c (fattore di sicurezza parziale per il calcestruzzo)	1.5	
Limite σ/f_{ck} in combinazione rara	0.6	
Limite σ/f_{ck} in combinazione quasi permanente	0.45	
Limite σ_f/f_{yk} in combinazione rara	0.8	
Coefficiente di riduzione della τ per cattiva aderenza	0.7	
Dimensione limite fessure w_1 §4.1.2.2.4.1	0.02	[cm]
Dimensione limite fessure w_2 §4.1.2.2.4.1	0.03	[cm]
Dimensione limite fessure w_3 §4.1.2.2.4.1	0.04	[cm]
Fattori parziali di sicurezza unitari per meccanismi duttili di strutture esistenti con fattore γ	No	
Copriferro secondo EC2	Si	
Preferenze del suolo		
Fondazioni non modellate e struttura bloccata alla base	no	
Fondazioni bloccate orizzontalmente	no	
Considera peso sismico delle fondazioni	no	
Fondazioni superficiali e profonde su suolo elastoplastico	no	
Coefficiente di sottofondo verticale per fondazioni superficiali (default)	3	[daN/cm ³]
Rapporto di coefficiente sottofondo orizzontale/verticale	0.5	
Pressione verticale limite sul terreno per abbassamento (default)	10	[daN/cm ²]
Pressione verticale limite sul terreno per innalzamento (default)	0.001	[daN/cm ²]
Metodo di calcolo della K verticale	Vesic	
Metodo di calcolo della portanza e della pressione limite	Vesic	
Terreno laterale di riporto da piano posa fondazioni (default)	Limi sabbiosi_1	
Dimensione massima della discretizzazione del palo (default)	200	[cm]
Moltiplicatore coesione per pressione orizzontale limite nei pali	1	
Moltiplicatore spinta passiva per pressione orizzontale pali	1	
K punta palo (default)	4	[daN/cm ³]
Pressione limite punta palo (default)	10	[daN/cm ²]
Pressione per verifica schiacciamento fondazioni superficiali	6	[daN/cm ²]
Calcola cedimenti fondazioni superficiali	no	
Spessore massimo strato	100	[cm]
Profondità massima	3000	[cm]
Cedimento assoluto ammissibile	5	[cm]
Cedimento differenziale ammissibile	5	[cm]
Cedimento relativo ammissibile	5	[cm]
Rapporto di inflessione F/L ammissibile	0.003333	
Rotazione rigida ammissibile	0.191	[deg]
Rotazione assoluta ammissibile	0.191	[deg]

Distorsione positiva ammissibile	0.191	[deg]
Distorsione negativa ammissibile	0.095	[deg]
Considera fondazioni compensate	no	
Coefficiente di riduzione della a Max attesa	0.3	
Condizione per la valutazione della spinta su pareti	Lungo termine	
Considera l'azione sismica del terreno anche su pareti sotto lo zero sismico	no	
Calcola cedimenti teorici pali	no	
Considera accorciamento del palo	si	
Distanza influenza cedimento palo	1000	[cm]
Distribuzione attrito laterale	Attrito laterale uniforme	
Ripartizione del carico	Ripartizione come da modello FEM	
Scelta terreno laterale	Media pesata degli strati coinvolti	
Scelta terreno punta	Media pesata degli strati coinvolti	
Cedimento assoluto ammissibile	5	[cm]
Cedimento medio ammissibile	5	[cm]
Cedimento differenziale ammissibile	5	[cm]
Rotazione rigida ammissibile	0.191	[deg]
Trascura la coesione efficace in verifica allo scorrimento	si	

Preferenze FEM

Dimensione massima ottimale mesh pareti (default)	40	[cm]
Dimensione massima ottimale mesh piastre (default)	40	[cm]
Tipo di mesh dei gusci (default)	Quadrilateri o triangoli	
Tipo di mesh imposta ai gusci	Specifico dell'elemento	
Metodo P-Delta	non utilizzato	
Analisi buckling	non utilizzata	
Rapporto spessore flessionale/membranale gusci muratura verticali	0.2	
Spessori membranale e flessionale pareti XLAM da sole tavole verticali	No	
Moltiplicatore rigidità connettori pannelli pareti legno a diaframma	1	
Tolleranza di parallelismo	4.99	[deg]
Tolleranza di unicità punti	10	[cm]
Tolleranza generazione nodi di aste	1	[cm]
Tolleranza di parallelismo in suddivisione aste	4.99	[deg]
Tolleranza generazione nodi di gusci	4	[cm]
Tolleranza eccentricità carichi concentrati	100	[cm]
Considera deformazione a taglio delle piastre	No	
Modello elastico pareti in muratura	Gusci	
Concentra masse pareti nei vertici	No	
Segno risultati analisi spettrale	Analisi statica	
Memoria utilizzabile dal solutore	8000000	
Metodo di risoluzione della matrice	Matrici sparse	
Scrivi commenti nel file di input	No	
Scrivi file di output in formato testo	No	
Solidi colle e corpi ruvidi (default)	Solidi reali	
Moltiplicatore rigidità molla torsionale applicata ad aste di fondazione	1	
Modello trave su suolo alla Winkler nel caso di modellazione lineare	Equilibrio elastico	

4.7.8 Preferenze di analisi carichi superficiali

Detrazione peso proprio solai nelle zone di sovrapposizione	non applicata
Metodo di ripartizione	a zone d'influenza
Percentuale carico calcolato a trave continua	0

4.7.9 Contenuto della relazione di calcolo

Viste le dimensioni notevoli dei files di output del programma di calcolo nelle varie configurazioni del ponte, i dati completi della modellazione, i risultati numerici completi ed il dettaglio delle verifiche di ogni singolo elemento sarà disponibile per consultazione nelle minute conservate presso lo studio tecnico. Di seguito si riportano i diagrammi degli involucri delle sollecitazioni, lo stato di verifica degli elementi strutturali e le verifiche degli elementi maggiormente sollecitati.

4.8 MODALITA' OPERATIVE

Il modello di calcolo adottato è in grado di fornire le caratteristiche di sollecitazione flessionali e taglianti, agenti sia sulle travi principali sia sui diaframmi, dovute, quest'ultime, all'espletamento della funzione irrigidimento della sezione trasversale e redistribuzione dei carichi.

Le fasi operative prevedono:

- fresatura della superficie asfaltata;
- scarifica del copriferro superiore della soletta (10-15 mm) per mettere a nudo le armature esistenti;
- demolizione dei cordoli laterali in cls e rimozione del parapetto metallico;
- posa dei casseri metallici con armatura di confezionamento già saldata, per il getto dei nuovi cordoli laterali, sostenuti da tralicci trasversali alla soletta;
- esecuzione dei fori per le nuove pilette di scarico acque meteoriche;
- inghisaggio delle barre di collegamento per il getto integrativo della soletta, posa dell'armatura longitudinale e trasversale della soletta e dei cordoli;
- posa dell'armatura longitudinale superiore della soletta di progetto, dei tirafondi per i guard-rails e delle pilette di scarico;
- getto della soletta integrativa e dei cordoli laterali;
- installazione dei guard-rails.

Nella prima fase, il peso del getto del cordolo è sostenuto dal solo traliccio trasversale su cui vengono infilati e vincolati i tralicci saldati al cassero metallico.

4.9 VERIFICHE DELL'IMPALCATO CON GLI INTERVENTI DI PROGETTO E CARICHI CORRISPONDENTI ALLA 1^A CORSIA DI UN PONTE DI 2^A CATEGORIA

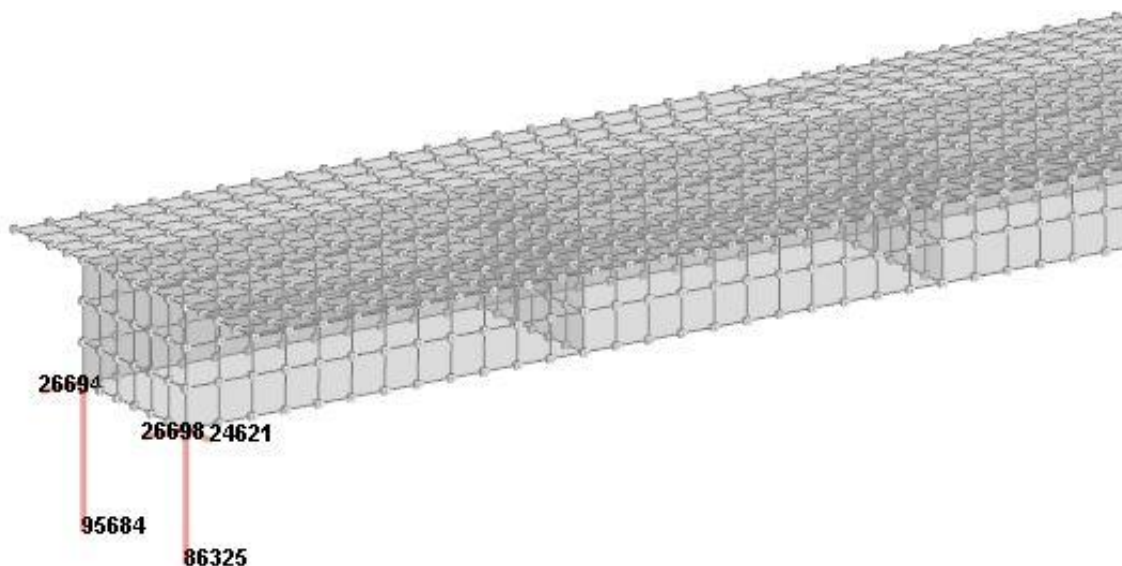
4.9.1 Analisi dell'impalcato

Il ponte esistente non è in grado di sostenere i carichi previsti per dalla normativa vigente per i ponti di prima e seconda categoria di nuova costruzione, ed attualmente vige una limitazione a sole 3 tonnellate. Le opere in progetto sono concentrate sull'impalcato del ponte, per consentire l'installazione del nuovo guard-rail: contemporaneamente, l'incremento dello spessore della soletta e le armature integrative possono aumentare la portata del solo impalcato, ma senza raggiungere i requisiti di portata dei ponti di seconda categoria. A dimostrazione di tutto questo, nella prima fase di analisi proviamo a verificare le strutture dell'impalcato di progetto (senza asfalto, con soletta e cordoli integrativi) soggetto ai carichi gravitazionali sopradescritti, all'azione sismica ed ai carichi da traffico corrispondenti a quelli previsti per la prima corsia un impalcato di 2^a categoria secondo la normativa vigente, ovvero un carico mobile a due assi di 480 kN ripartito su quattro impronte di carico da 120 kN ciascuna con gli interassi prescritti, più una corsia di carico distribuito da 7,50 kN/mq di larghezza 3,00 m, in accordo al D.M. 14.1.2008 §5.1.3.3.5 (modello Sismicad: Modello 48t).

Il carico mobile concentrato viene posizionato alternamente al centro della campata ed in corrispondenza dell'appoggio, ovvero nelle posizioni più sfavorevoli ai fini delle verifiche.

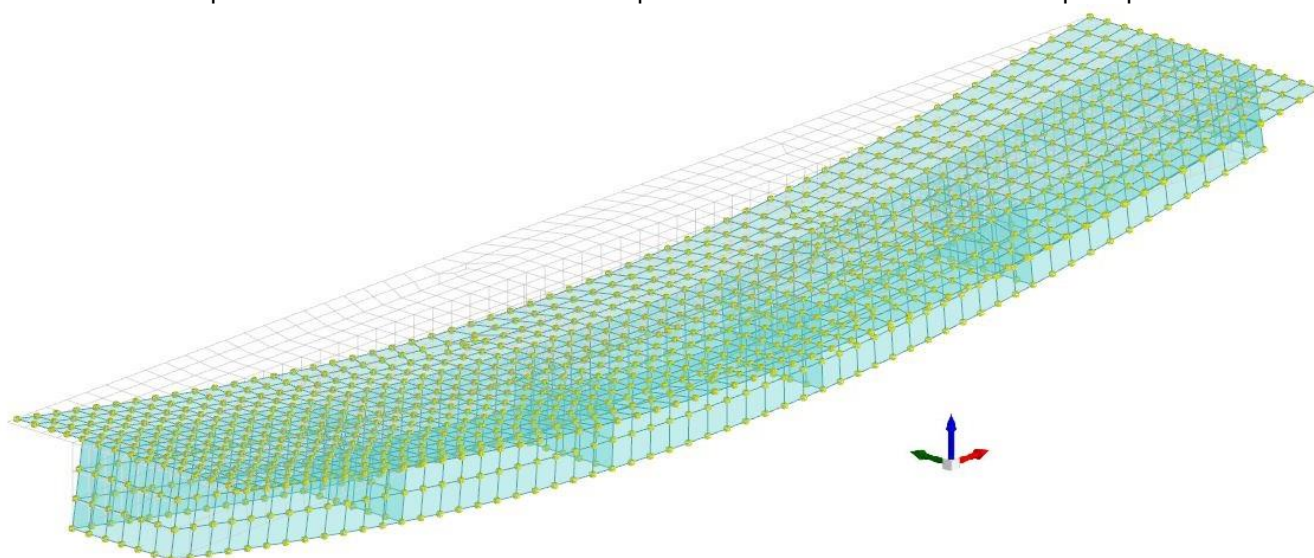
Il carico eccezionale dell'urto di un mezzo in svio viene applicato a 2/3 della campata, e corrisponde ad un carico distribuito su una fascia di 50 cm sulla briglia superiore di 100 kN, associato all'impronta di carico dello schema n°4 da 200 kN sulla soletta, a ridosso del cordolo di bordo ponte.

Al carico da folla non contemporaneo ad altri carichi stradali, viene associata la spinta sul corrente superiore del guard-rail.

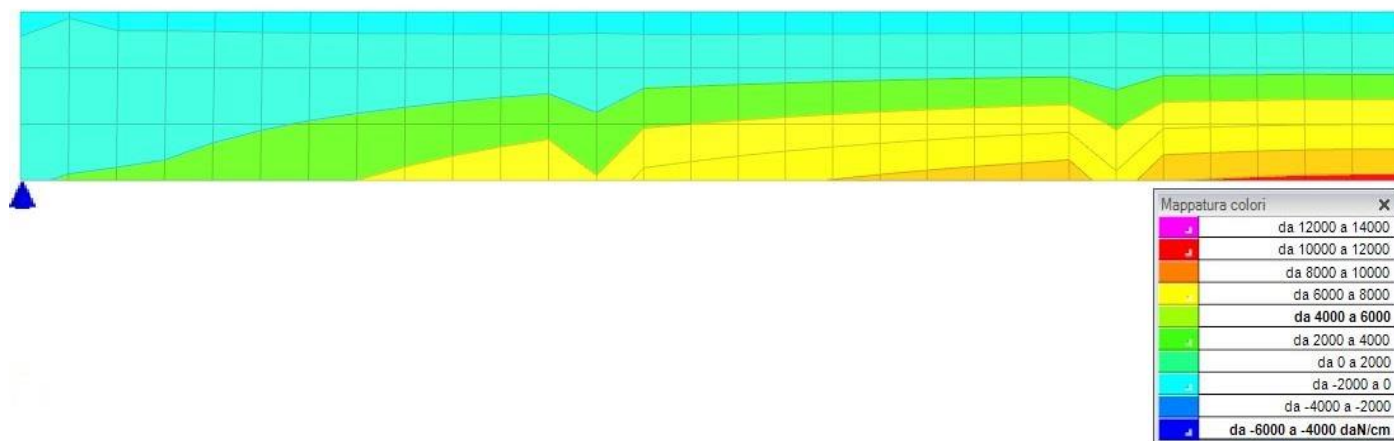


Inviluppo reazioni massime all'appoggio [daN]

La deformata delle travi principali è contenuta entro il rapporto $L/500$ (44 mm), con valore massimo in combinazione frequente limitato a soli **31 mm** in corrispondenza della mezzeria delle travi principali.



Deformata in combinazione di carico SLE2 frequente – carico mobile posto in mezzeria



Sollecitazioni gusci verticali delle travi Foo massime di una semicampata– carico mobile posto in mezzeria

Caratteristiche geometriche della sezione tipo dell'impalcato:

Area = 19646 cmq

Casella di delimitazione: X: -215 cm; + 215 cm e Y: -99,44 cm; + 45,56 cm

Momenti principali di inerzia: Jx = 33.323.122 cm4; Jy = 250.066.530 cm4

Moduli di resistenza: Wx,i = Jx / yi = 33323122/99,44 = 335.108 cm3

partendo dalla relazione $\sigma_i = Med / W_{x,i} = F_{oo,i} / b$ si ricava il momento sollecitante in mezzeria:

Med = F_{oo,i} / b * W_{x,i} = 10525/42.25*335108 = 83479567 daNcm = **8348 kNm** in c.c. SLU2

Il momento resistente della sezione tipo armata con le sole barre rilevata dai saggi sulle travi principali e sulla soletta, viene determinato con il programma VcaSlu del Prof. Ing. P.Gelfi, ed è pari a **5303 kNm**, inferiore al momento sollecitante ricavato dall'analisi.

Pertanto, in base ai rilievi delle armature ad oggi disponibili, la portata dell'impalcato del ponte risulta inferiore ai carichi da traffico corrispondenti a quelli previsti per la prima corsia un impalcato di 2^a categoria, e pertanto rimane valida la limitazione della portata del ponte attuale di 3 tonnellate.

Titolo : sezione trasversale impalcato

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

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	430	26,5	1	27,71	2,2
2	70	114	2	104,64	132

Sollecitazioni S.L.U. Metodo n

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

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

Tipo rottura Lato acciaio - Acciaio snervato

M_{xRd} 5 303 kN m

Materiali

B450C		C25/30	
ε _{su}	67.5 ‰	ε _{c2}	2 ‰
f _{yd}	391.3 N/mm²	ε _{cu}	3.5 ‰
E _s	200 000 N/mm²	f _{cd}	14.17
ε _s /ε _c	15	f _{cc} /f _{cd}	0.8 ?
ε _{syd}	1.957 ‰	σ _{c,adm}	9.75
σ _{s,adm}	255 N/mm²	τ _{co}	0.6
		τ _{c1}	1.829

σ_c -14.17 N/mm²
σ_s 391.3 N/mm²
ε_c 3.297 ‰
ε_s 67.5 ‰
d 132 cm
x 6.148 x/d 0.04658
δ 0.7

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

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

Tipo flessione
 Retta Deviata

N° rett. 100

Calcola MRd Dominio M-N

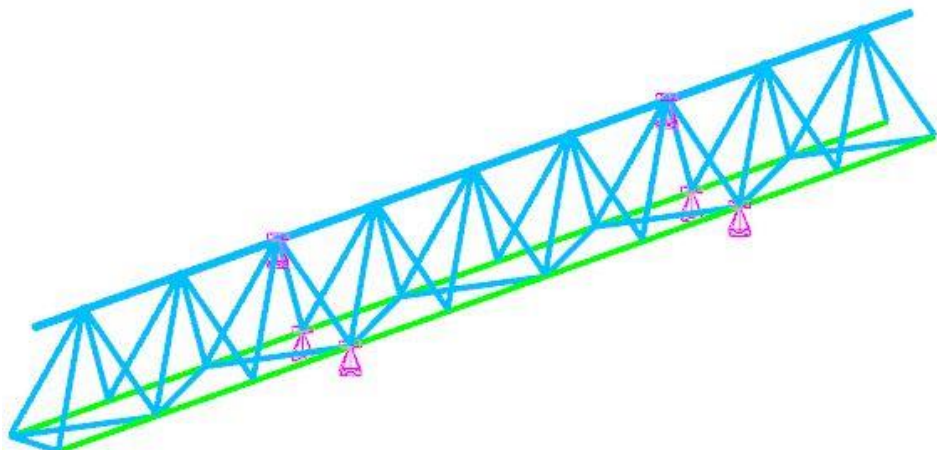
L_o 0 cm Col. modello

Precompresso

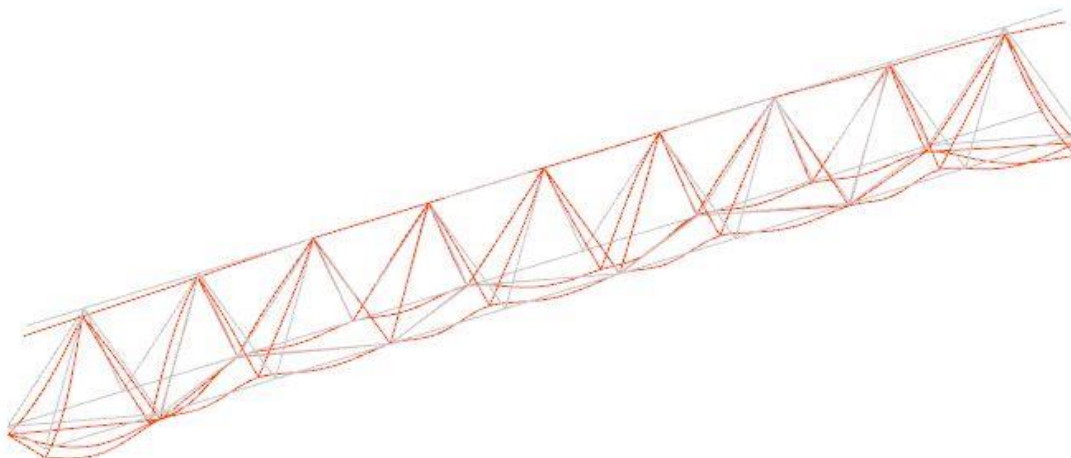
Le opere in progetto (realizzazione dei nuovi cordoli laterali con installazione di guard-rails) vengono comunque dimensionate per i carichi di un ponte di seconda categoria.

4.9.2 VERIFICA DEI TRALICCI DEL CASSERO METALLICO

I due tralicci saldati al cassero metallico dei cordoli laterali nella prima fase di getto devono sostenere il peso del cassero, del getto di cls fresco, ed il peso degli operai, per un totale di 20+270+110 = 400 kg/m.



Il singolo traliccio è stato analizzato con modellazione FEM, impostando vincoli alla traslazione in corrispondenza dei tralici principali della soletta a cui vengono agganciati, ed applicando il carico distribuito direttamente ai correnti inferiori.



L'estremità del traliccio flette meno di 0.4mm, pertanto il cassero si mantiene rettilineo durante la prima fase.

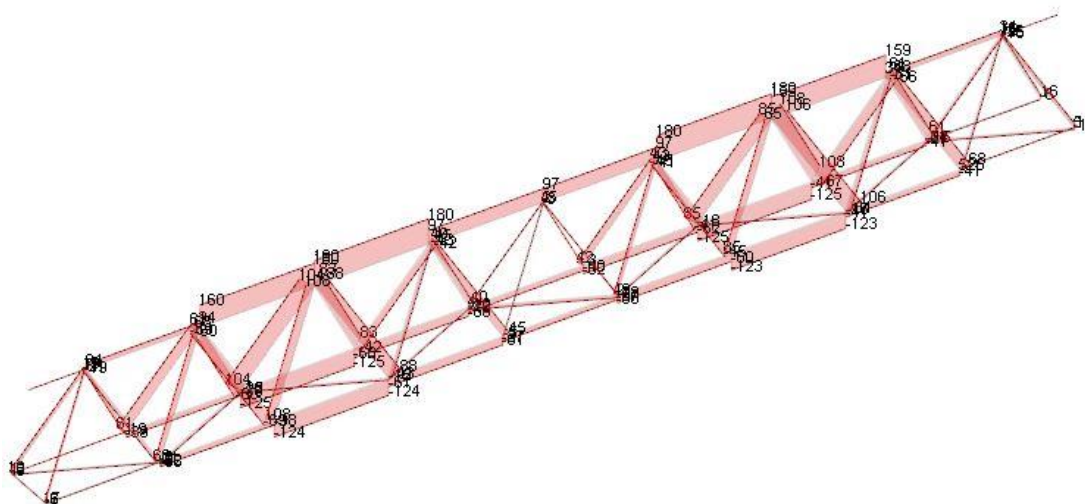


Diagramma dell'involuppo degli sforzi assiali

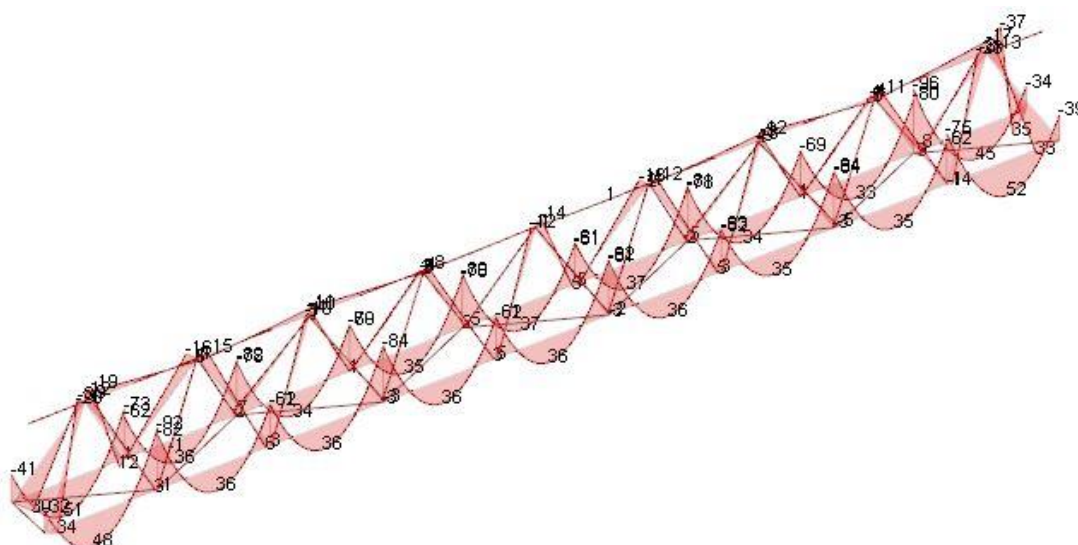


Diagramma dell'involuppo dei momenti flettenti

4.9.3 VERIFICA DEI TRALICCI DI ARMATURA DELLA SOLETTA IN FASE DI GETTO

Nella prima fase di getto, i casseri metallici vengono ancorati ai tralici trasversali principali di armatura integrativa della soletta esistente: pertanto i tralici trasversali vengono dimensionati in funzione del peso del cassero e del peso del getto di calcestruzzo dell'intero cordolo integrativo.

TRALICCI PASSO 100 cm			
Altezza totale del traliccio,	$h_t =$	0,09 m	
Distanza tra i ferri al lembo inferiore	$d_{inf} =$	0,10 m	
Diametro ferro superiore	$\varnothing_{sup} =$	10 mm	
Diametro ferri inferiori	$\varnothing_{inf} =$	8 mm	
Diametro dei ferri diagonali	$\varnothing_d =$	6 mm	
Interasse tra i tralici	$i =$	1,00 m	
Interasse tra i diagonali	$i_d =$	0,13 m	
Diametro ferri trasversali	$\varnothing_t =$	14 mm	
Numero ferri inferiori del traliccio a metro	$N^\circ \varnothing_{inf}/1m =$	2	
Numero ferri superiori del traliccio a metro	$N^\circ \varnothing_{sup}/1m =$	1	
Numero ferri diagonali del traliccio a metro	$N^\circ \varnothing_d/1m =$	2	
Sollecitazioni in prima fase: getto del cordolo			
	M +	0 kNm	
	M -	0,7625 kNm	
	T	3,5625 kN	
Coefficiente amplificativo delle azioni	γ	1,50	
Verifica dei tralici predalles a momento negativo			
<u>Corrente superiore teso</u>			
Area corrente superiore	$A_{\varnothing 20}$	79,00 mm ²	
Sforzo normale sul corrente superiore	N_{sup}	12,71 kN	
Tensione sul corrente superiore	σ_{sup}	160,86 MPa < σ_s	204,3
<u>Corrente inferiore compresso</u>			
Area singolo corrente inferiore	$A_{\varnothing 16}$	50,00 mm ²	
Sforzo normale sul corrente inferiore	N_{inf}	6,35 kN	
Momento d'inerzia del singolo Ø16	$J_{\varnothing 16}$	201,06 mm ⁴	
Raggio d'inerzia del singolo Ø16	$i_{\varnothing 16}$	2,01 mm	
Lunghezza libera di inflessione del corrente inf	$L_{o,inf}$	130 mm	
Snellezza del singolo Ø16	$\lambda_{\varnothing 16}$	64,83	
Coefficiente	ω	1,31	prospetto7-IVa UNI10011
Tensione sul corrente inferiore	$\sigma_{inf} = \omega N_{\varnothing 16}/A_{\varnothing 17}$	166,48 MPa < σ_s	204,3
<u>Verifica a taglio dei tralici predalles</u>			
inclinazione dei diagonali dei tralici	α	66 °	
Numero di diagonali al metro	$n_{d/1m}$	2,00	
Sforzo normale agente nel singolo diagonale	$N_d = T/(n_{d/1m} \text{ sen } \alpha)$	2,93 kN	
Area singolo Ø10	$A_{\varnothing 10}$	28 mm ²	
Momento d'inerzia del singolo Ø10	$J_{\varnothing 10}$	63,62 mm ⁴	
Raggio d'inerzia del singolo Ø10	$i_{\varnothing 10}$	1,51 mm	
Lunghezza libera di inflessione del diagonale	$L_{o,d}$	160 mm	
Snellezza del singolo Ø10	$\lambda_{\varnothing 10}$	105,88	
Coefficiente	ω	1,57	prospetto7-IVa UNI10011
Tensione sul diagonale compresso	$\sigma_{diag} = \omega N_d/A_{\varnothing 11}$	164,04 MPa < σ_s	204,3

4.9.4 VERIFICA DELLA SOLETTA IN CASO DI URTO SUL GUARD-RAIL

Nella seconda fase a getto maturo, viene verificata la sezione omogeneizzata di calcestruzzo armato in corrispondenza dello spessore minimo dello sbalzo realizzato, considerando il contributo dell'armatura lenta trasversale e longitudinale integrativa della soletta, oltre ai tralicci trasversali principali, soggetti alle azioni dei carichi stradali globali e le azioni locali sulla soletta dovute all'impatto di un mezzo in svio sul guard-rail.

Il momento trasmesso alla soletta, nel punto di minor spessore (25 cm), assume il valore:

$$\text{Murto} = 100 \times (0.73 + 0.25/2) = 85.5 \text{ kNm}$$

distribuiti su una fascia di $(50 + 3 \times 2 + 25/2 \times 2) = 81 \text{ cm}$.

Inoltre, nel progetto dell'impalcato deve essere considerata una condizione di carico eccezionale nella quale alla forza orizzontale d'urto su sicurvia si associa un carico verticale isolato sulla sede stradale costituito dal Secondo Schema di Carico, posizionato in adiacenza al sicurvia stesso e disposto nella posizione più gravosa, che si traduce in due impronte di carico (35x60cm) da 200kN poste in mezzeria della soletta tra due traversi, ad interasse 200cm.

Verifica C.A. S.L.U. - File: sbalzo soletta con urto GR

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

Titolo: soletta con urto su sicurvia

N° figure elementari: 1 Zoom N° strati barre: 2 Zoom

N°	b [cm]	h [cm]
1	81	25

N°	As [cm²]	d [cm]
1	12,06	1,8
2	2,51	23

Sollecitazioni
S.L.U. Metodo n

N_{Ed} -100 0 kN
M_{xEd} -85,5 0 kNm
M_{yEd} 0 0

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

Tipo rottura
Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

Materiali
B450C C25/30
ε_{su} 67,5 ‰ ε_{c2} 2 ‰
f_{yd} 391,3 N/mm² ε_{cu} 3,5 ‰
E_s 200 000 N/mm² f_{cd} 14,17
E_s/E_c 15 f_{cc}/f_{cd} 0,8 ?
ε_{syd} 1,957 ‰ σ_{c,adm} 9,75
σ_{s,adm} 255 N/mm² τ_{co} 0,6
τ_{c1} 1,829

M_{xRd} -91,48 kN m
σ_c -14,17 N/mm²
σ_s 391,3 N/mm²
ε_c 3,5 ‰
ε_s 21,36 ‰
d 23,2 cm
x 3,266 x/d 0,1408
δ 0,7

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

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

Tipo flessione
Retta Deviata

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

4.9.5 VERIFICA DELLA SOLETTA SOGGETTA ALL'AZIONE DI FRENAMENTO

Il momento trasmesso alla soletta, nel punto di minor spessore (25 cm), assume il valore:

$$\text{Murto} = 100 \times (0.73 + 0.25/2) = 85.5 \text{ kNm}$$

L'azione orizzontale di frenamento o di accelerazione di **527 kN** è assimilabile a un carico uniformemente distribuito in direzione dell'asse longitudinale che applichiamo sulla campata di estremità del ponte, ed assume un valore pari a $F_{\text{fren}} = q_3 / 22.16 = \mathbf{23.8 \text{ kN/m}}$

Il verso di applicazione della forza più sfavorevole è quello che genera una sollecitazione di trazione sulla sezione trasversale in prossimità dell'appoggio vincolato a scorrimento lungo l'asse del ponte.

Verifica C.A. S.L.U. - File: frenamento su soletta

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

Titolo : frenamento sulla soletta

N° strati barre 2 Zoom

N°	b [cm]	h [cm]
1	430	26

N°	As [cm²]	d [cm]
1	27,71	3,3
2	12,57	24

Sollecitazioni

S.L.U. Metodo n

N_{Ed} -900 0 kN
M_{xEd} 0 0 kNm
M_{yEd} 0 0

Materiali

B450C C25/30

ε_{su} 67,5 ‰ ε_{c2} 2 ‰
f_{yd} 391,3 N/mm² ε_{cu} 3,5 ‰
E_s 200 000 N/mm² f_{cd} 14,17
E_s/E_c 15 f_{cc}/f_{cd} 0,8 ?
ε_{syd} 1,957 ‰ σ_{c,adm} 9,75
σ_{s,adm} 255 N/mm² τ_{co} 0,6
τ_{c1} 1,829

Tipo rottura
Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

M_{xRd} 32,95 kN m

σ_c -14,17 N/mm²
σ_s 391,3 N/mm²
ε_c 3,5 ‰
ε_s 58,17 ‰
d 24 cm
x 1,362 x/d 0,05675
δ 0,7

Tipo Sezione

Rettan.re Trapezi
 a T Circolare
 Rettangoli Coord.

Metodo di calcolo

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

Tipo flessione

Retta Deviata

N° rett. 100

Calcola MRd Dominio M-N

o 0 cm Col. modello

Precompresso

4.9.6 VERIFICA DEL COLLEGAMENTO TRA SOLETTA ESISTENTE E GETTO INTEGRATIVO

4.9.6.1 VERIFICA DELLA LARGHEZZA DELLA SOLETTA COLLABORANTE

La larghezza efficace della soletta collaborante con le travi principali si determina mediante

l'espressione: $b_{eff} = b_0 + b_{e1} + b_{e2}$

dove b_0 è lo spessore delle travi, $b_{ei} = \min(L_e/8, b_i)$ è il valore della larghezza collaborante da ciascun lato della sezione composta.

Le nelle travi semplicemente appoggiate è la luce della trave $L_e = 22.12m$ (per cui $L/8 = 276cm$), $b_{e1} = 75cm$ è il semi interasse tra le travi principali, $b_{e2} = 101cm$ è lo sbalzo laterale

Per gli appoggi di estremità la formula diviene: $b_{eff} = b_0 + \beta_1 b_{e1} + \beta_2 b_{e2}$,

dove $\beta_i = (0,55 + 0,025 L_e / b_{ei}) \leq 1.0$

$\beta_1 = (0.55 + 0.025 * 22.12 / 0.75) = 1.28 \rightarrow 1.0$ e $\beta_2 = (0.55 + 0.025 * 22.12 / 1.01) = 1.09 \rightarrow 1.0$

pertanto anche agli appoggi la larghezza efficace della soletta collaborante con una singola trave corrisponde alla larghezza di metà soletta, $b_{eff} = 422 / 2 = 211 cm$.

4.9.6.2 VERIFICA DEL COLLEGAMENTO DELLA SOLETTA INTEGRATIVA

La sezione di progetto dell'impalcato è una struttura composta con due solette connesse da dispositivi atti ad assicurare la trasmissione delle forze di scorrimento tra la soletta esistente e quella di progetto. Nello specifico vengono installati, con inghisaggio chimico, spezzoni di barre per c.a. con piega.

Per le travi, sull'intera lunghezza devono essere previsti connettori a taglio ed armatura trasversale in grado di trasmettere la forza di scorrimento tra soletta e la trave, trascurando l'effetto dell'aderenza tra le due parti.

4.9.6.3 RESISTENZA A COMPRESSIONE DELLA SOLETTA COLLABORANTE CON UNA TRAVE

$$N_c = b_{eff} h_c (0.85 f_{ck} / \gamma_c) = 215 * 11.5 * 0.85 * 332 / 1.5 = 456505 \text{ kg}$$

Gli spezzoni di barre per c.a. sono connettori a taglio flessibili soggetti a flessione trazione oltre che a taglio.

Si vuole garantire una connessione a taglio completa, ovvero con i connettori così robusti nel loro insieme che la capacità portante limite della struttura è determinata dalla massima resistenza flessionale.

Resistenza dei connettori

Resistenza dei connettori	$P_{Rd,a} = 0,8 ft (\pi d^2 / 4) / \gamma_v$	69,49 kN	
	$P_{Rd,c} = 0,29 \alpha d^2 (f_{ck} E_c)^{0,5} / \gamma_v$	54,36 kN	
	$P_{Rd,c2} = 0,29 \alpha d^2 (f_{ck} E_c)^{0,5} / \gamma_v$	62,77 kN	
	$P_{Rd \text{ minimo}}$	54,36 kN	
fattore parziale definito al § 4.3.3	γ_v	1,25	
resistenza a rottura dell'acciaio del piolo	f_t	540 Mpa	
resistenza cilindrica del CLS della soletta esistente	f_{ck}	24,90 MPa	
resistenza cilindrica del CLS della soletta integrativa	f_{ck}	33,20 MPa	
diametro delle spine, compreso tra 16 e 25 mm	d	16 mm	
l'altezza delle spine ≥ 3 volte il diametro del piolo	h_{sc}	70 mm	ok
	α	1 $h_{sc}/d > 4$	ok

La spaziatura minima dei connettori è pari a 5 volte il diametro in direzione longitudinale, ovvero 80mm, 2.5 volte in direzione trasversale, ovvero 40mm.

Valutazione delle sollecitazioni di taglio agenti sul sistema di connessione			
Caratteristiche materiali:			
Calcestruzzo soletta esistente		C25/30	
resistenza caratteristica cubica	Rck	30	MPa
resistenza caratteristica cilindrica	fck	24,90	MPa
Calcestruzzo soletta integrativa		C32/40	
resistenza caratteristica cubica	Rck	40	MPa
resistenza caratteristica cilindrica	fck	33,20	MPa
	fcm	41,20	MPa
coeff parziale di sicurezza sul cls	γ_c	1,50	
resistenza a compressione	fcd	22,13	MPa
resistenza min a compressione	f'cd	11,07	MPa
modulo di elasticità cls	Ecm	33643	MPa
Acciaio		B450C	
tensione di rottura caratteristico dell'armatura	f _{tk}	540	MPa
tensione di snervamento caratteristico dell'armatura	f _{yk}	450	MPa
coeff parziale di sicurezza sull'acciaio per c.a.	γ_s	1,15	
tensione di calcolo dell'armatura	f _{yd}	391,30	MPa
Caratteristiche geometriche:			
larghezza soletta collaborante	b	2150	mm
spessore efficace della soletta integrativa	d	115	mm
area sezione soletta integrativa	A _c	247250	mm ²
diametro ferri longitudinali soletta integrativa	ϕ_{sup}	14	mm
numero ferri inferiori a metro	$n^\circ \phi_{sup}/m$	4	
armatura compressa longitudinale della soletta	A _{se}	1324	mm ²
armatura tesa longitudinale inferiore della trave	A _{si}	10605	mm ²
	Vld soletta	5169,63	kN
	Vld armatura inferiore	4149,78	kN
forza di scorrimento in campata		4149,78	
numero minimo di spine su mezza campata per trave	Vld/Prd	77	spine
luce di calcolo delle travi principali dell'impalcato		22	m
n° file di pioli di competenza per ciascuna trave		4	
passo longitudinale delle spine		0,5	m
numero di spine su mezza campata		88 spine >	77

4.9.7 Verifica della cerniera plastica della soletta

Le estremità delle solette esistenti delle sei campate in alveo hanno un giunto di separazione di 4 cm per la dilatazione termica, senza alcuna impermeabilizzazione ed elementi di collegamento, mentre il manto in asfalto è continuo. Con l'intervento in progetto si intende sostituire i giunti aperti con una cerniera plastica, realizzando una catena cinematica tra le solette delle sei campate in alveo. In questo modo, le solette si comportano come unico impalcato nei confronti delle azioni orizzontali longitudinali dovute a vento, frenamento e sisma. La catena cinematica viene realizzata inserendo un'armatura integrativa tipo ferri piegati alle estremità delle solette da collegare, e si verifica a taglio. I ferri piegati provenienti dalle due solette si incrociano in corrispondenza del giunto.

Per garantire la necessaria durabilità dell'acciaio, e quindi della soletta, vengono utilizzati ferri piegati zincati a caldo secondo la norma UNI EN ISO 1461 (Rivestimenti di zincatura per immersione a caldo su prodotti finiti ferrosi e articoli di acciaio. Specificazioni e metodi di prova). Il trattamento termico della zincatura non modifica la resistenza a trazione delle barre d'armatura, ed il film depositato sulle nervature non modifica il grado di aderenza con il cls (si allega allo scopo documentazione tecnica sulle "caratteristiche meccaniche e di aderenza al calcestruzzo di barre di armatura in acciaio zincato" prof. Franchi e altri dal quale risulta che durante la fase di indurimento del calcestruzzo, lo zinco reagisce con la calce di idrolisi, ed i suoi prodotti di reazione penetrano nei pori della pasta di cemento densificando la zona di transizione tra zinco e calcestruzzo con conseguente incremento dell'aderenza). Inoltre il tondino zincato non teme "la messa in piega" come risulta dalla bibliografia sulle armature metalliche resistenti alla corrosione per le strutture in c.a. - Romeo Fratesi e altri (Università di Ancona).

Per i calcolo della durabilità, trattandosi di barre immerse nel calcestruzzo (tranne che per una piccola fessura dell'ordine del millimetro) si può valutare una classe di corrosività secondo UNI EN ISO 12944-2 di tipo C1 molto bassa e quindi con una perdita di spessore (dopo il primo anno di esposizione) $\leq 0,1 \mu\text{m}$. Con uno spessore minimo medio di $85 \mu\text{m}$ la durabilità di calcolo risulterebbe di ben 850 anni superiore a quella richiesta pari ad almeno 100 anni. In ogni caso anche con la classe di corrosività superiore C2 bassa (perdita spessore da $0,1 \mu\text{m}$ a $0,7 \mu\text{m}$) la durabilità di calcolo risulta pari a $(85/0.7=)$ 121 anni e pertanto superiore alla minima richiesta.

La massima trazione agente sul collegamento è dovuta all'azione di frenamento dei carichi mobili, e corrisponde ad una forza orizzontale $F_{q3} = 900 \text{ kN}$.

Contemporaneamente si verifica l'estremità della soletta di luce 3cm, soggetta all'impronta di carico concentrato dello schema 2 $Q_{ak} = 200 \text{ kN}$ agente su una superficie di 35x60 cm. La sezione della verifica ha base = 26+60 = 86 cm ed altezza 40 cm. Gli altri carichi agenti sono il peso proprio della sezione in cls pari a $0.14 \cdot 0.03 \cdot 25 = 10.5 \text{ kN/m}$.

4.9.7.1 VERIFICA A TRAZIONE DELL'ARMATURA DELLA CERNIERA PLASTICA

Forza di trazione su una sezione larga $B=3.00\text{m}$ (come una corsia di carico) $N_{slu} = 1.35 \cdot 900 = 1215 \text{ kN}$

L'armatura richiesta è pari a $N_{slu}/f_{yd} = 31,05 \text{ cm}^2$

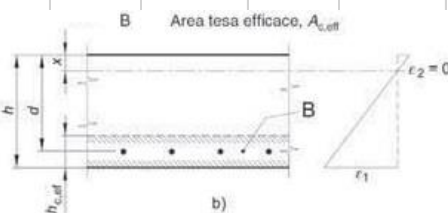
Dispongo un'armatura integrativa a ferri piegati $1+1\phi 10/12\text{cm}$ ($A_s = 39,5 \text{ cm}^2$ su 300cm)

4.9.8 Verifica a fessurazione della soletta

Per assicurare la funzionalità e la durata delle strutture si è verificato che:

- fosse sempre garantito un sufficiente ricoprimento delle armature con calcestruzzo di buona qualità e compattezza, bassa porosità e bassa permeabilità;
- non si superasse uno stato limite di fessurazione adeguato alle condizioni ambientali, alle sollecitazioni ed alla sensibilità delle armature alla corrosione;

VERIFICHE SLE			
Geometria sezione:		Caratteristiche materiali:	
b =	810 mm	Rck =	30 MPa resistenza caratteristica cubica
h =	250 mm	fck =	24,90 MPa resistenza caratteristica cilindrica
c sup =	15 mm	fctm =	1,79 MPa
c inf =	10 mm	Ecm =	31447 MPa modulo di elasticità cls
n =	15 mm	fyk =	450 MPa tensione di snervamento caratteristico
		fyd =	391,30 MPa tensione di calcolo dell'armatura
		Es =	206000 MPa modulo elasticità acciaio
Armature		n°barre	diametro
A's =	236 mmq	d' =	20 mm
As =	1071 mmq	d =	233 mm
		3	10
		5	14
		0	0
		6	8
Caratteristiche inerziali:			
Sezione fessurata:		Sezione non fessurata:	
yg	80,2 mm	yg	13,19 mm
Jid	57539 cm4	Jid	156978 cm4
Wc	7174 cm3	Wc	119013 cm3
Ws	3389 cm3	Ws	6629 cm3
Stato limite di apertura delle fessure			
Med =	85,50 KNm	sollecitazione FREQUENTE	
$\sigma_{s,es}$ =	378,47 Mpa	tensione nell'armatura tesa considerando la sezione fessurata	
b _{eff}	810 mm		
h _{c,eff}	43 mm		
A _{c,eff}	34425 mmq		
$\rho_{,eff}$ =	0,0311	As / A _{c,eff}	
ϕ =	10,73 mm	diametro equivalente armature	
s =	73,64 mm	distanza tra le barre tese	
C =	76,82 mm	= 5 (c + ϕ / 2) spaziatura armatura < C	
kt =	0,6	per carichi di breve durata	
k1 =	0,8	0,8 barre a.m.	1,6 barre lisce
k2 =	0,5	0,5 flessione	1 trazione
k3 =	3,4		
k4 =	0,425		
Controllo apertura fessure in SLE FREQUENTE			
w _d = $\epsilon_{sm} * \Delta s_{,max}$			
w ₂ =	0,200 mm	valore limite di apertura della fessura	
ϵ_{sm} =	0,0016	deformazione unitaria media delle barre di armatura C4.1.1.6	
$\Delta s_{,max}$	92,60 mm	distanza massima tra le fessure C4.1.17-21	
w _d =	0,151 mm	< w ₂	OK



In base alle condizioni ambientali e al tipo di armatura si è scelto il tipo di verifica da eseguire, secondo i seguenti schemi:

CONDIZIONI AMBIENTALI	CLASSE DI ESPOSIZIONE
Ordinarie	X0, XC1, XC2, XC3, XF1
Aggressive	XC4, XD1, XS1, XA1, XA2, XF2,
Molto aggressive	XD2, XD3, XS2, XS3, XA3, XF4

Gruppi di esigenze	Condizioni ambientali	Combinazione di azioni	Armatura			
			Sensibile		Poco sensibile	
			Stato limite	w _d	Stato limite	w _d
a	Ordinarie	frequente	ap. fessure	< w ₂	ap. fessure	< w ₃
		quasi permanente	ap. fessure	≤ w ₁	ap. fessure	≤ w ₂
b	Aggressive	frequente	ap. fessure	≤ w ₁	ap. fessure	≤ w ₂
		quasi permanente	decompressione	-	ap. fessure	≤ w ₁
c	Molto aggressive	frequente	formazione fessure	-	ap. fessure	≤ w ₁
		quasi permanente	decompressione	-	ap. fessure	≤ w ₁

dove: $w_1 = 0,2 \text{ mm}$; $w_2 = 0,3 \text{ mm}$; $w_3 = 0,4 \text{ mm}$

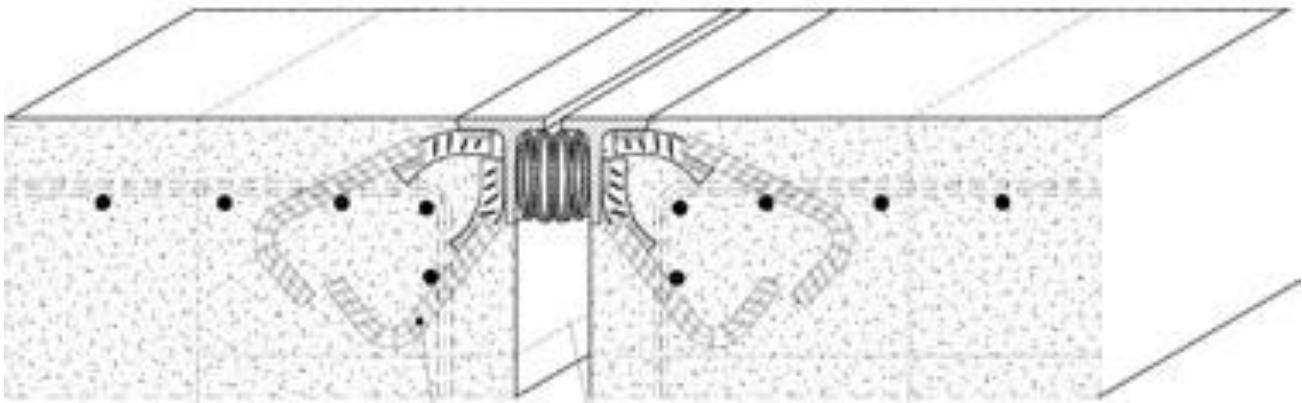
Si verifica che il valore di calcolo di apertura delle fessure (w_d) sia inferiore rispetto a quello previsto dalla normativa.

Dato l'ambiente molto aggressivo si esegue la verifica di apertura delle fessure per la combinazione di carico frequente con limite $w_1=0.2 \text{ mm}$

4.9.9 Verifica dei giunti di dilatazione

Per quanto riguarda i giunti si osserva che la disposizione e dimensionamento in corrispondenza delle due spalle è stata determinata in relazione agli spostamenti massimi previsti. Per ciascuna spalla si prevede un giunto che tenga conto delle escursioni termiche uniformi valutate per un $\Delta t = \pm 20^\circ$.

Eliminando il giunto strutturale sulle pile, si sommano le massime escursioni che devono consentire i giunti di dilatazione sulle spalle per effetto del ritiro e viscosità del calcestruzzo e degli effetti termici in condizioni statiche delle campate continue. Il giunto 90/65 AS (ali spianate) è stato specificamente progettato per l'impiego autostradale in strutture che comportano movimenti longitudinali di $\pm 15 \text{ mm}$, verticali fino a 10 mm . È costituito da un estruso in elastomero a soffietto, fissato per vulcanizzazione a due profili a T $65 \times 80 \times 9 \text{ mm}$ e ancorato alla soletta mediante zanche di opportuno diametro, poste ad interasse di 240 mm . L'estruso in elastomero, assieme ai profilati d'acciaio ai quali è vulcanizzato, costituisce il sistema di tenuta all'acqua ed è continuo per tutta l'ampiezza della sede stradale, senza saldature di sorta.



Considerando che il giunto sulla spalla lato Arcè tra travi/soletta e muro paraghiaia è inferiore a 15 mm , si ritiene compatibile con la massima escursione del giunto selezionato.

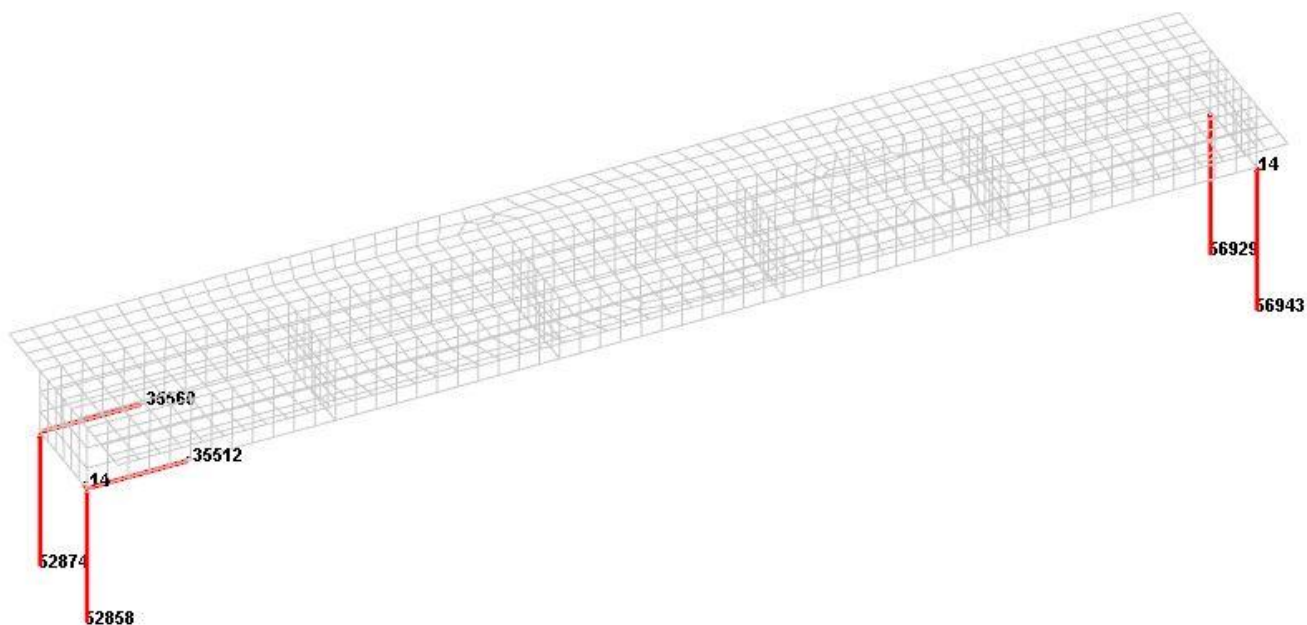
4.10 INTERVENTO DI RIPRISTINO DELLA SPALLA LATO ARCE'

4.10.1 Analisi dell'impalcato

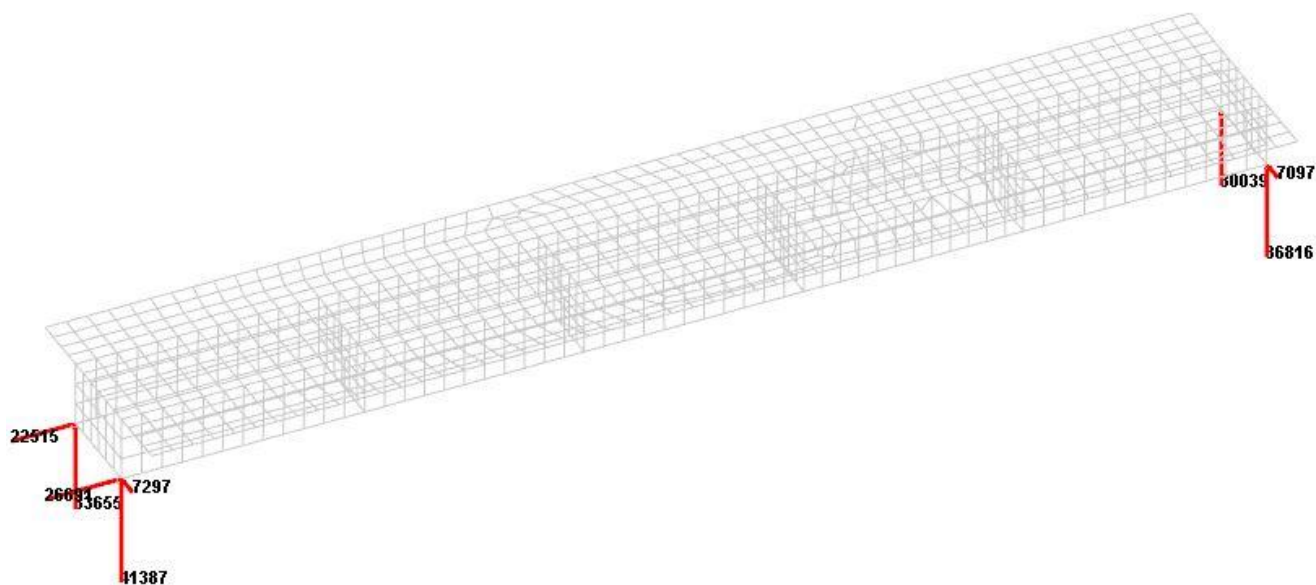
Allo stato attuale la spalla del ponte lato Arcè è lesionata a livello del piano di appoggio della campata, con una frattura orizzontale estesa a tutta la sezione e si presume che l'armatura verticale sia completamente snervata. Lo scopo dell'intervento sulla spalla è quello di ripristinare la capacità di sostenere le azioni orizzontali trasmesse dal ponte, riportandole in fondazione.

L'azione orizzontale esercitata sulla spalla dalle cinque campate del ponte è la massima tra la risultante dall'azione di frenamento longitudinale e l'azione sismica. L'azione di frenamento in c.c. SLU7 è stata calcolata

in $(355.60+355.12) = 711$ kN, mentre l'azione sismica longitudinale trasmessa dalle due travi principali è pari a $5 \times (266.91+225.15) = 2460$ kN.

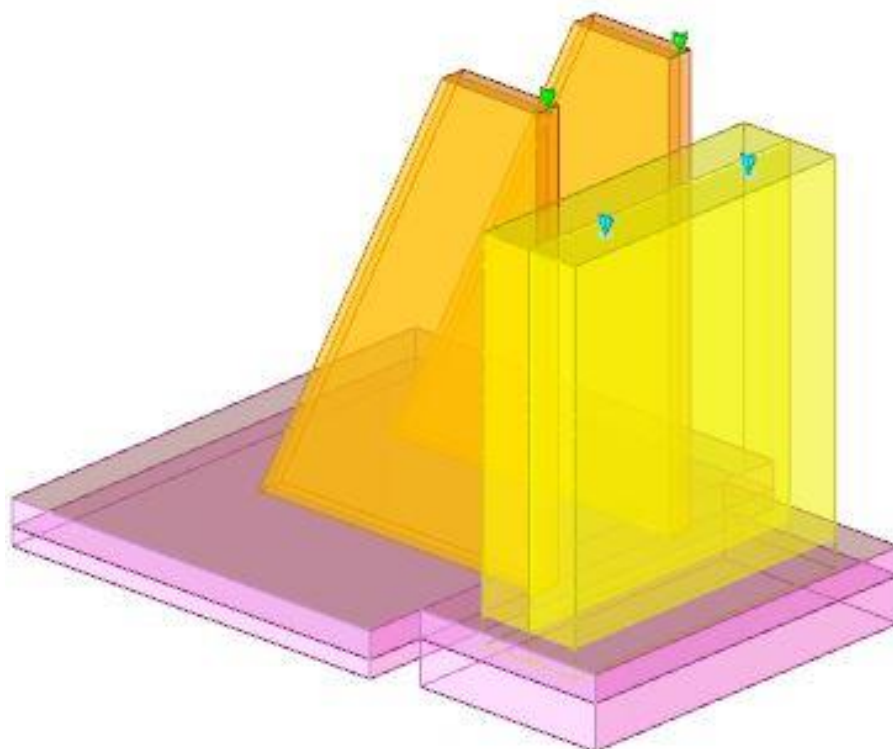


reazioni vincolari orizzontali massime sugli appoggi della spalla lato Arcè in SLU7

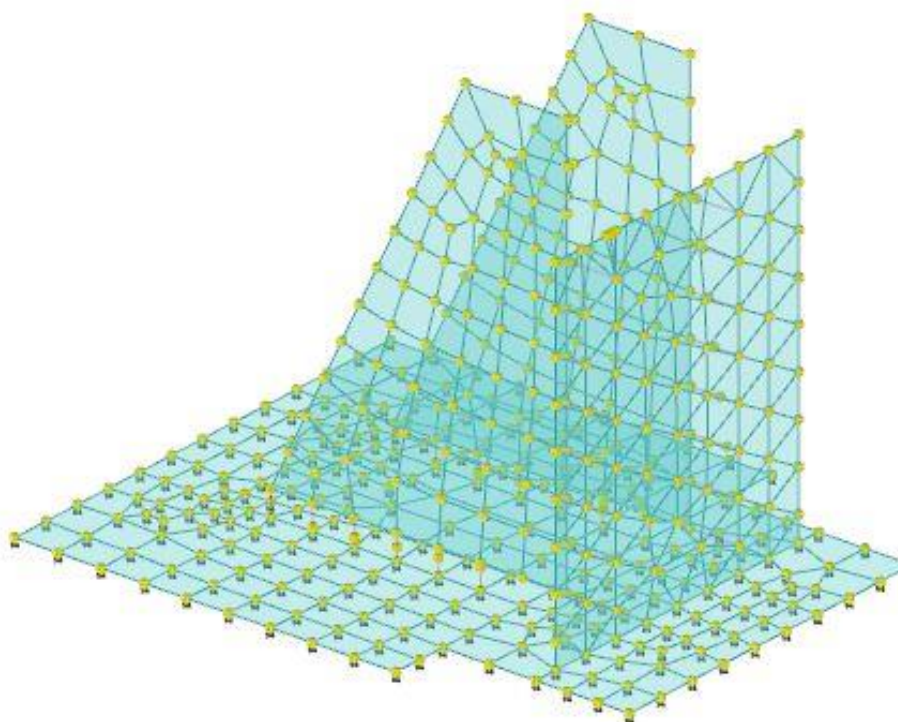


reazioni vincolari massime della singola campata in SLV7

Ai fini delle verifiche, ipotizziamo, a favore di sicurezza, che la spinta orizzontale venga applicata sulla sommità della spalla. L'intervento in progetto consiste nella realizzazione di due setti a tutt'altezza di spessore 30cm e lunghezza variabile, ubicati sul retro della spalla in asse alle due travi principali, collegati alla spalla esistente mediante inghisaggio chimico di barre per c.a., e dotati di un'unica fondazione a platea. Contemporaneamente verrà demolita una soletta in cls presente sul retro della spalla, che non ha alcuna funzione strutturale.



Assonometria della struttura 3D della spalla lato Arcè dell'impalcato



Assonometria del modello 3D della spalla lato Arcè dell'impalcato

4.10.2 Risposta modale

Modo: identificativo del modo di vibrare.

Periodo: periodo. [s]

Massa X: massa partecipante in direzione globale X. Il valore è adimensionale.

Massa Y: massa partecipante in direzione globale Y. Il valore è adimensionale.

Massa Z: massa partecipante in direzione globale Z. Il valore è adimensionale.

Massa rot X: massa rotazionale partecipante attorno la direzione globale X. Il valore è adimensionale.

Massa rot Y: massa rotazionale partecipante attorno la direzione globale Y. Il valore è adimensionale.

Massa rot Z: massa rotazionale partecipante attorno la direzione globale Z. Il valore è adimensionale.

Totale masse partecipanti:

Traslazione X: 0.999801

Traslazione Y: 0.992564

Traslazione Z: 0

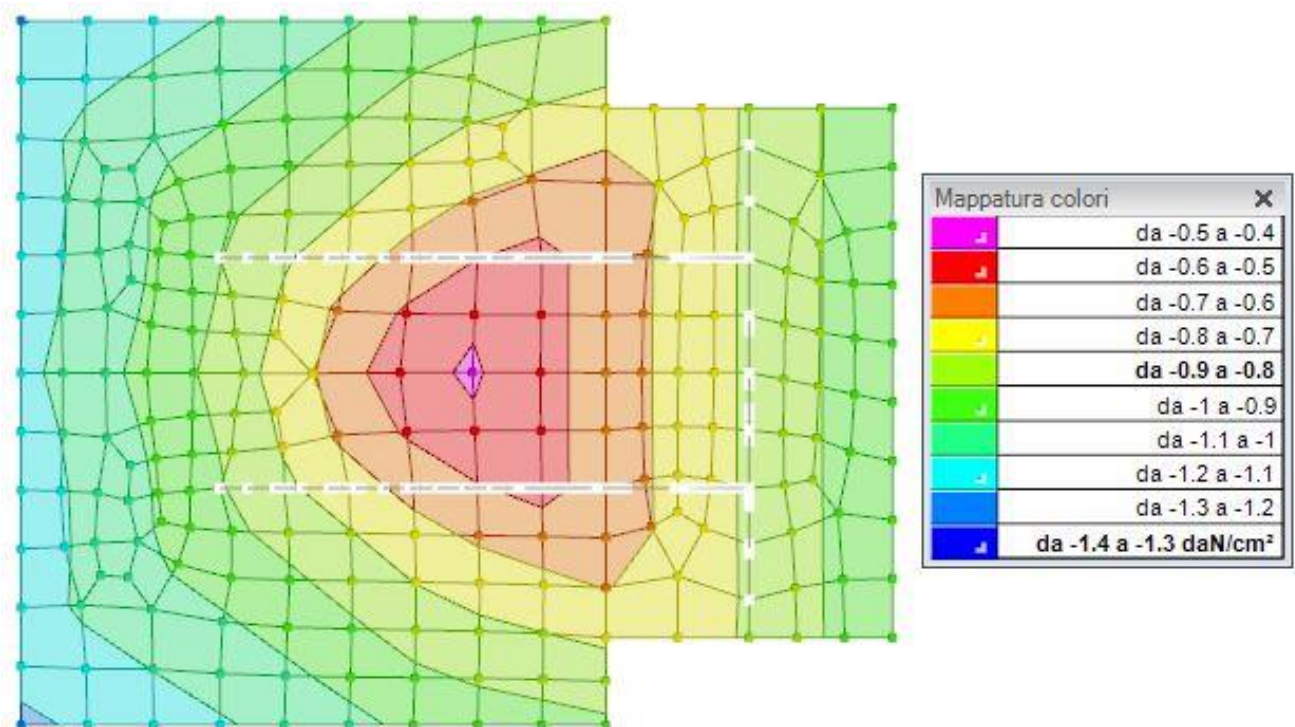
Rotazione X: 0.987625

Rotazione Y: 0.99969

Rotazione Z: 0.92214

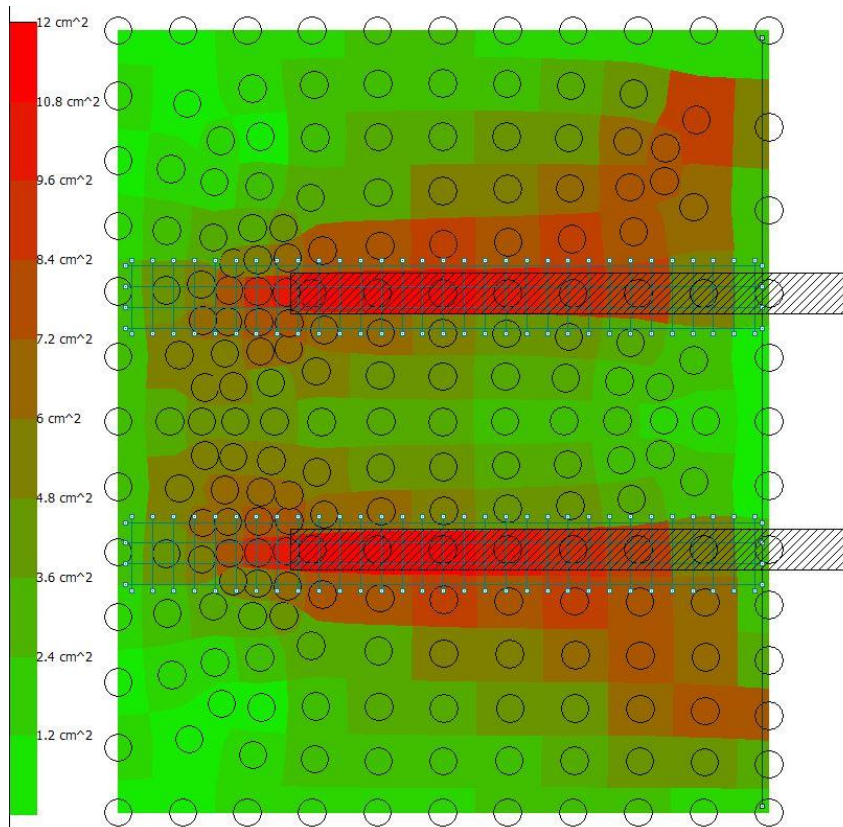
Modo	Periodo	Massa X	Massa Y	Massa Z	Massa rot X	Massa rot Y	Massa rot Z
1	0.214055683	0.000014949	0.910424362	0	0.952565239	0.000022782	0.73315543
2	0.158678202	0.93013379	0.000018225	0	0.000023826	0.955118288	0.083197099
3	0.038776817	0.000591831	0.08108027	0	0.03496879	0.000317707	0.088607917
4	0.035248467	0.069060066	0.001041565	0	0.00006702	0.044231021	0.017179172

4.10.3 Pressioni massime sul terreno

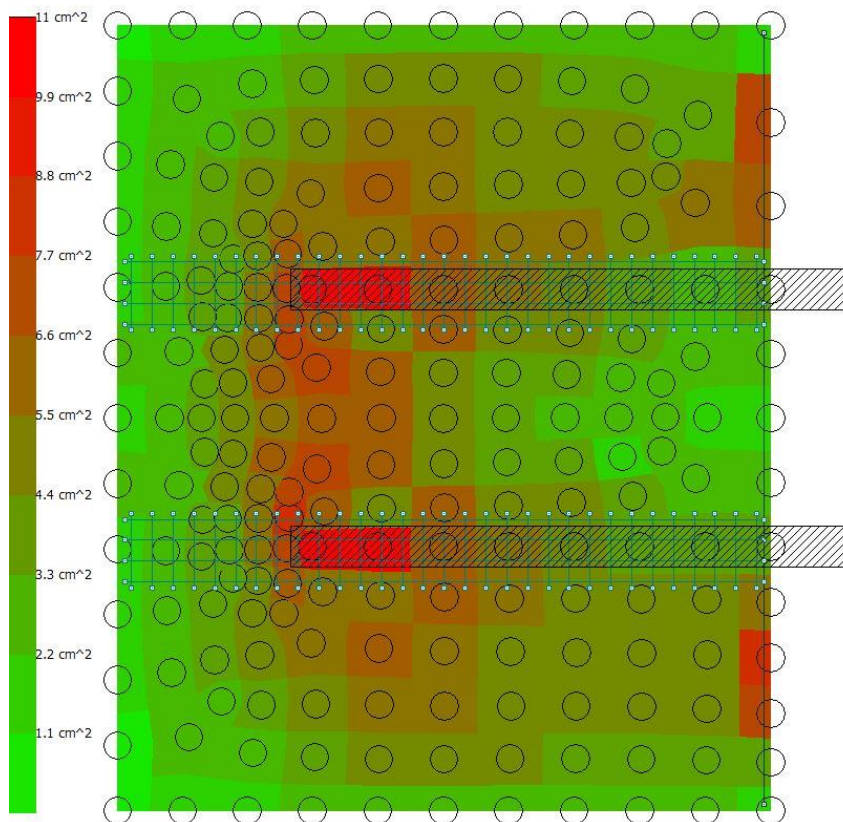


Compressione estrema massima -1.25 al nodo di indice 2 nel contesto SLV 5, inferiore a limite ammissibile.

4.10.4 Verifiche della platea di fondazione

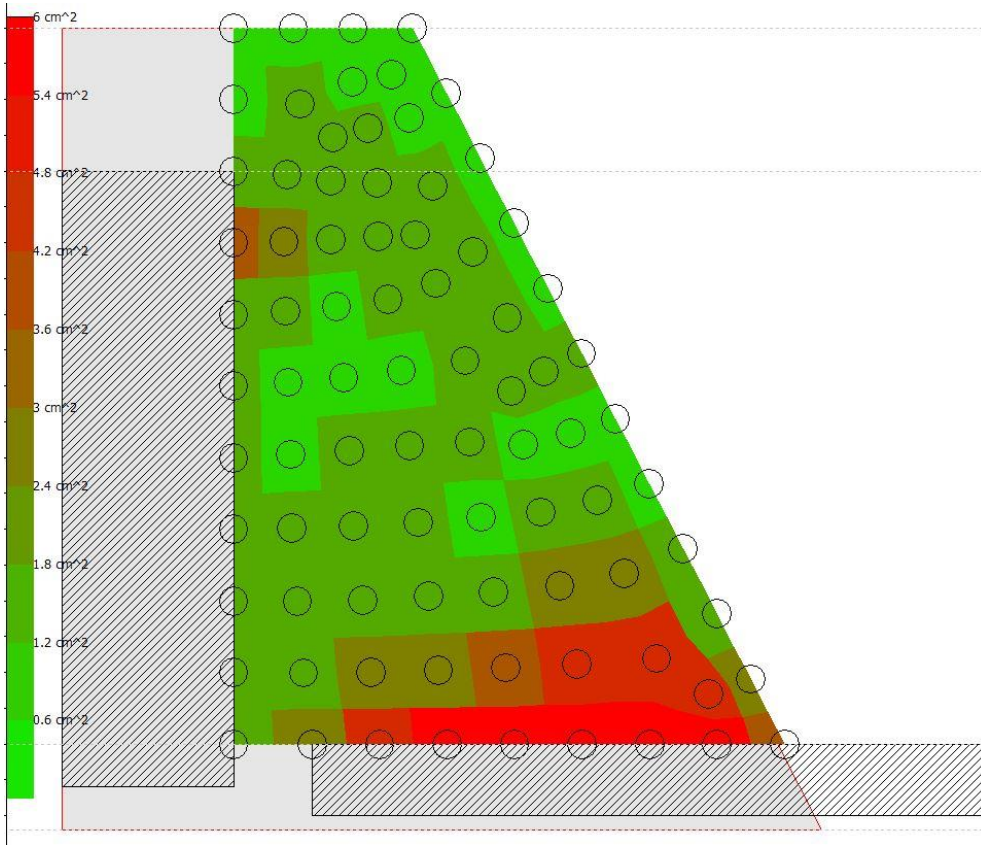


quantitativi di armatura minima necessari per la verifica della sezione orizzontale

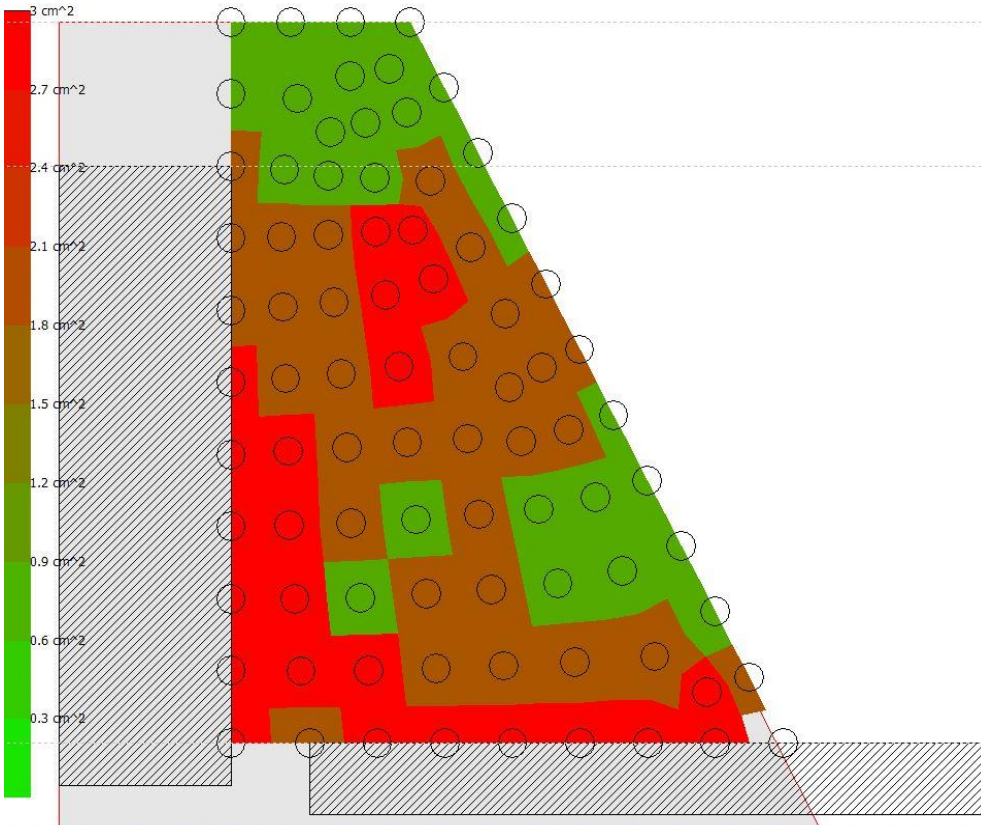


quantitativi di armatura minima necessari per la verifica della sezione verticale

4.10.5 Verifiche dei setti verticali



quantitativi di armatura minima necessari per la verifica della sezione orizzontale



quantitativi di armatura minima necessari per la verifica della sezione verticale

In base ai quantitativi di armatura richiesta, viene progettata una maglia di ferri d'armatura con correnti verticali sui due lati del setto e staffe orizzontali a passo variabile, con ferri di ripresa dalla fondazione, mentre la platea viene armata con una maglia di ferri incrociati superiormente ed inferiormente, distanziati dalle staffe perimetrali e ferri distanziatori sagomati intermedi.

5 CONCLUSIONI

In base alle analisi e verifiche eseguite si è stabilito che l'ampliamento della soletta dell'impalcato e della rampa lato Arcè in progetto, consente l'installazione di un guard-rail classe H2 bordo-ponte, senza incremento dei carichi permanenti attuali, e le strutture di progetto sono staticamente resistenti ed adeguate alla normativa antisismica nel rispetto delle normative vigenti, secondo la destinazione d'uso prevista.

Il Progettista delle strutture

Ing. **Bruno Bisio**

