



AUTOSTRADA REGIONALE CISPADANA DAL CASELLO DI REGGIOLO-ROLO SULLA A22 AL CASELLO DI FERRARA SUD SULLA A13

CODICE C.U.P. E81B08000060009

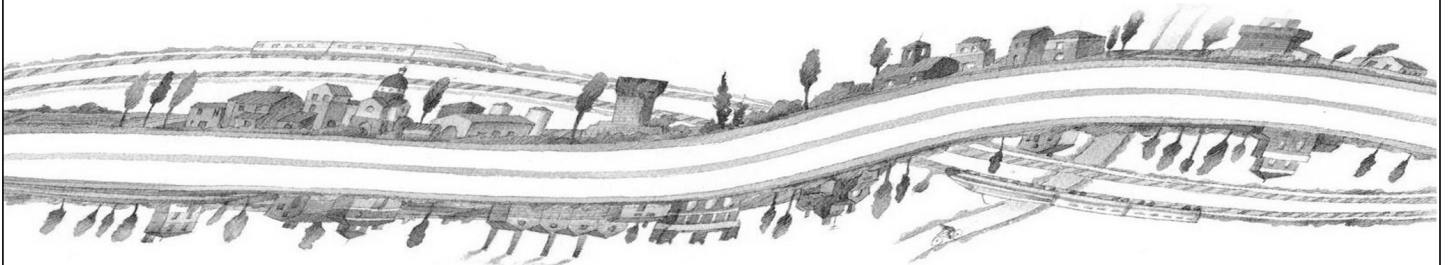
PROGETTO DEFINITIVO

**ASSE AUTOSTRADALE (COMPRESIVO DEGLI INTERVENTI LOCALI
DI COLLEGAMENTO VIARIO AL SISTEMA AUTOSTRADALE)
OPERE STRUTTURALI**

OPERE D'ARTE MAGGIORI - CAVALCAVIA VIABILITA' INTERFERITE

VCV12 - CAVALCAVIA SP2 PANARIA BASSA

RELAZIONE DI CALCOLO IMPALCATO E SOTTOSTRUTTURE



IL PROGETTISTA

Ing. Antonio De Fazio
Albo Ing. Bologna n° 3696



RESPONSABILE INTEGRAZIONE
PRESTAZIONI SPECIALISTICHE

Ing. Emilio Salsi
Albo Ing. Reggio Emilia n° 945



IL CONCESSIONARIO

Autostrada Regionale
Cispadana S.p.A.
IL PRESIDENTE
Graziano Pattuzzi

G										
F										
E										
D										
C										
B										
A	17.04.2012	EMISSIONE		GADOTTI	DE FAZIO SALSÌ					
REV.	DATA	DESCRIZIONE		REDAZIONE	CONTROLLO APPROVAZIONE					
IDENTIFICAZIONE ELABORATO					DATA: MAGGIO 2012					
NUM. Progr.	FASE	LOTTO	GRUPPO	CODICE OPERA WBS	TRATTO OPERA	AMBITO	TIPO ELABORATO	PROGRESSIVO	REV.	SCALA:
2999	PD	0	V29	VCV12	0	OM	RC	01	A	

INDICE

1. DESCRIZIONE DELL'OPERA	3
2. NORMATIVA TECNICA DI RIFERIMENTO	5
3. CARATTERISTICHE DEI MATERIALI IMPIEGATI	6
4. INCIDENZE	7
5. DATI DI BASE	8
5.1. Dati Generali	8
5.2. Apertura limite delle fessure	8
5.3. Dati Sismici	10
5.4. Parametri geotecnici	11
6. DIMENSIONAMENTO DELL'OPERA.....	12
6.1. MODELLO DI CALCOLO	12
6.2. ANALISI DEI CARICHI	13
6.2.1. PESO PROPRIO DELLE STRUTTURE	14
6.2.2. CARICHI PERMANENTI PORTATI.....	14
6.2.3. DISTORSIONI E PRESOLLECITAZIONI DI PROGETTO.....	14
6.2.4. RITIRO E VISCOSITA'	15
6.2.5. VARIAZIONI TERMICHE	15
6.2.6. CEDIMENTI VINCOLARI	16
6.2.7. AZIONI VARIABILI DA TRAFFICO.....	17
6.2.8. INCREMENTO DINAMICO ADDIZIONALE.....	24
6.2.9. AZIONE LONGITUDINALE DI FRENAMENTO O DI ACCELERAZIONE	24
6.2.10. AZIONE CENTRIFUGA.....	25
6.2.11. AZIONE DEL VENTO.....	25
6.2.12. CARICO DA NEVE.....	29
6.2.13. AZIONI SISMICHE	30
6.2.14. URTI.....	38
6.2.15. CARICO DA FATICA.....	39
6.3. COMBINAZIONI DI CARICO.....	40

6.4. ANALISI DELLE SOLLECITAZIONI	43
6.4.1. SOLETTA DELL'IMPALCATO	44
6.4.2. TRAVI METALLICHE PRINCIPALI	47
6.4.3. DIAFRAMMI METALLICI TRASVERSALI	53
6.4.4. SPALLE	54
6.4.5. PARAGHIAIA	62
6.4.6. PILE.....	63
6.5. DIMENSIONAMENTO DEGLI ELEMENTI	65
6.5.1. SOLETTA DELL'IMPALCATO	65
6.5.2. TRAVI METALLICHE PRINCIPALI	73
6.5.3. DIAFRAMMI METALLICI TRASVERSALI	80
6.5.4. SPALLE	82
6.5.5. PARAGHIAIA	90
6.5.6. PILE.....	92
6.5.7. VERIFICHE DI DEFORMABILITA'	100
6.5.8. APPARECCHI DI APPOGGIO	101
6.5.9. GIUNTI DI DILATAZIONE	106

1. DESCRIZIONE DELL'OPERA

La presente relazione di calcolo è relativa al progetto definitivo del cavalcavia VCV12 SP 2 PANARIA BASSA inserito nell'intervento di realizzazione della nuova Autostrada Regionale Cispadana, infrastruttura stradale di categoria A, avente origine in corrispondenza del casello di Reggiolo-Rolo sulla A22 "Autostrada del Brennero" e termine al casello di Ferrara Sud sulla A13 "Autostrada Bologna-Padova". Il presente cavalcavia rientra nella categoria stradale C2 con una larghezza della carreggiata di 9.50 m costituita da due corsie, con una corsia per senso di marcia di larghezza 3,50 m e banchine di larghezza 1.25 m; a fianco delle corsie carrabili si due marciapiedi.

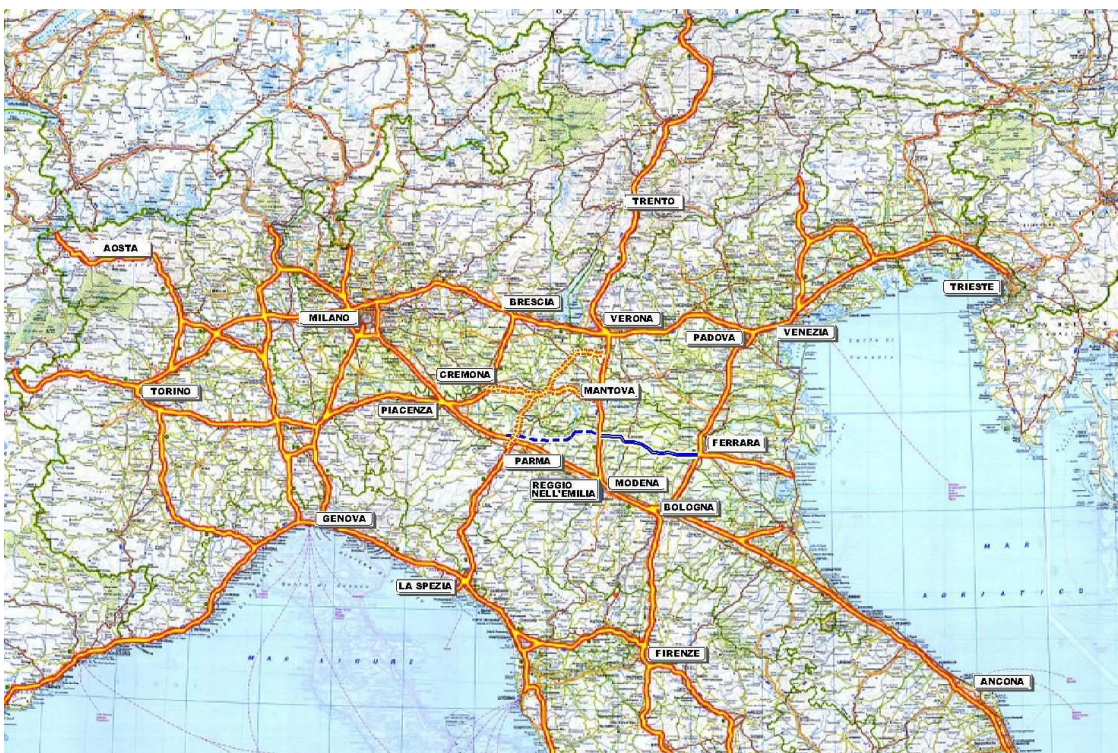


FIGURA 1-1 – L'AUTOSTRADA REGIONALE CISPADANA (TRATTO BLU CONTINUO), INSERITA NELLA RETE AUTOSTRADALE NAZIONALE

Il ponte in oggetto è di 1° categoria con vita nominale di 100 anni e si sviluppa su 3 campate, le due campate laterali hanno una luce di 35.00 m mentre quella centrale è di 67.00 m. La struttura portante è composta da 3 travi principali realizzate in acciaio con piatti saldati e collegate tra loro tramite diaframmi reticolari metallici secondari trasversali. Le travi principali continue sono vincolate alle estremità su spalle ed in posizione

intermedie su pile realizzate in cemento armato ordinario gettato in opera. L'altezza del basamento delle spalle dove appoggiano le travi metalliche è pari a 2 m mentre l'altezza delle pile risulta di 7.6 m. Il ponte scavalca l'autostrada e l'angolo di incidenza tra l'asse stradale del ponte rispetto l'asse dell'autostrada è di 52°

L'impalcato viene realizzato mediante il getto in opera di una soletta su lastre predalle. A maturazione avvenuta, tale soletta risulta collaborante con le travi metalliche principali mediante idonea connessione alla piattabanda superiore.

L'intervento è geograficamente localizzato tramite le seguenti coordinate: +44° 48' 52.95" latitudine NORD, 11° 14' 11.41" longitudine EST.

Per ulteriori dettagli si rimanda alla relazione illustrativa.

2. NORMATIVA TECNICA DI RIFERIMENTO

Si rimanda all'elaborato PD_0_0000_0000_0_GE_KT_01.

3. CARATTERISTICHE DEI MATERIALI IMPIEGATI

Si rimanda all'elaborato PD_0_0000_0000_0_GE_TB_01.

4. INCIDENZE

Si forniscono qui di seguito le incidenze d'armatura relative ai singoli elementi costituenti l'Opera:

Cod Wbs	Descrizione Opera	Parte d'opera	Incidenza kg/mc							Incidenza kg/mq
			Pali	Fondazione	Elevazione	Baggioli e ritegni	Soletta di transizione	Soletta Marciapiede su Spalla	Soletta (escluso predalles)	
V29-VCV12	Cavalcavia alla progr.34+086	SPALLA PASSANTE (su 2 file di pali)	130	50	80	200	70	100	N/A	N/A
		PILA su Pali	130	65	70	200	N/A	N/A	N/A	N/A
		IMPALCATO	N/A	N/A	N/A	N/A	N/A	N/A	150	330

5. DATI DI BASE

5.1. Dati Generali

- Luce (interasse appoggi): 35.0 m – 67.0 m – 35.0 m
- Impalcati: 1
- Larghezza impalcato singolo: 13.50 m
- N° Corsie per impalcato (Effettive): 2
- N° Corsie per impalcato (di Calcolo): 3
- Travi: acciaio (n°3)
- Spalle: passanti
- Appoggi: isolatori elastomerici in gomma

5.2. Apertura limite delle fessure

Al Cap.3 si rimanda all'elaborato relativo alla tabella materiali in cui è stabilita, per ogni calcestruzzo, la Classe di Esposizione.

Per i pali di fondazione delle spalle e delle pile oltre che per la zattera di fondazione delle pile si hanno indicazioni in merito alla classe di esposizione ottenute in seguito ad indagini chimiche eseguite lungo il tracciato autostradale. Per questi elementi non si ha una classe di esposizione uguale per tutti i manufatti ma è funzione della loro posizione; per la classe di esposizione dei pali di fondazione di spalle e pile e per le zattere di fondazione delle pile si rimanda alle indicazioni contenute nell'elaborato PD_0_0000_0000_0_GE_TB_01 dal titolo "TABELLA MATERIALI E CLASSI DI ESPOSIZIONE CALCESTRUZZO".

La classe di esposizione, ai sensi della Tab. 4.1.III della Norma, qualifica automaticamente la 'Condizione ambientale'.

Tale dato – assieme alla tipologia di armatura 'sensibile' o 'poco sensibile', va inserito nella Tab. 4.1.IV della Norma. In tale Tabella va inoltre considerato che l'armatura è del tipo 'poco sensibile'.

Conseguentemente a quanto sopra, per lo Stato Limite di apertura delle fessure si ha :

TAB. 5.2-1

Elemento	Classe Esposizione	Condizione	Armatura	Combinazione	wd <
Pali pile	XA1*	Aggressiva	poco sensibile	frequente	w ₂
				quasi permanente	w ₁
Pali spalle	XA1*	Aggressiva	poco sensibile	frequente	w ₂
				quasi permanente	w ₁
Zattera pile	XA1*	Aggressiva	poco sensibile	frequente	w ₂
				quasi permanente	w ₁
Zattera spalla	XC4 + XD3	Molto aggressiva	poco sensibile	frequente	w ₁
				quasi permanente	w ₁
Soletta transizione	XC2	Ordinaria	poco sensibile	frequente	w ₃
				quasi permanente	w ₂
Elevazione pile	XC4	Aggressiva	poco sensibile	frequente	w ₂
				quasi permanente	w ₁
Elevazione spalla	XC4 + XD3	Molto aggressiva	poco sensibile	frequente	w ₁
				quasi permanente	w ₁
Soletta impalcato	XC4	Aggressiva	poco sensibile	frequente	w ₂
				quasi permanente	w ₁
Lastre predalle	XC3	Ordinaria	poco sensibile	frequente	w ₃
				quasi permanente	w ₂
Cordolo guardrail	XC4 + XD3	Molto aggressiva	poco sensibile	frequente	w ₁
				quasi permanente	w ₁

(*) Si riporta la classe di esposizione in funzione della progressiva lungo il tracciato autostradale:

da PK 0+000 A PK 9+500 classe di esposizione XC2
 da PK 9+500 A PK 12+900 classe di esposizione XA1
 da PK 12+900 A PK 15+000 classe di esposizione XC2
 da PK 15+000 A PK 15+800 classe di esposizione XA1
 da PK 15+800 A PK 20+400 classe di esposizione XC2
 da PK 20+400 A PK 35+000 classe di esposizione XA1
 da PK 35+000 A PK 48+700 classe di esposizione XA2
 da PK 48+700 A PK 48+900 classe di esposizione XA1
 da PK 48+900 A PK 56+300 classe di esposizione XA2
 da PK 56+300 A PK 59+600 classe di esposizione XA1
 da PK 59+600 A PK 65+500 classe di esposizione XC2

La progressiva adottata per il manufatto è PK34+086

In sintesi, tenuto conto di quanto al par. 4.1.2.2.4.1 della Norma, l'apertura limite delle fessure risulta:

- Pali pile (armatura ordinaria)
Comb. frequente: 0,3 mm; Comb. quasi permanente: 0,2 mm
- Pali spalle (armatura ordinaria)
Comb. frequente: 0,3 mm; Comb. quasi permanente: 0,2 mm
- Zattera pile (armatura ordinaria)
Comb. frequente: 0,3 mm; Comb. quasi permanente: 0,2 mm
- Zattera spalle (armatura ordinaria)
Comb. frequente: 0,2 mm; Comb. quasi permanente: 0,2 mm
- Soletta transizione (armatura ordinaria)
Comb. frequente: 0,4 mm; Comb. quasi permanente: 0,3 mm
- Elevazioni pile (armatura ordinaria)
Comb. frequente: 0,3 mm; Comb. quasi permanente: 0,2 mm
- Elevazioni spalle (armatura ordinaria)
Comb. frequente: 0,2 mm; Comb. quasi permanente: 0,2 mm
- Soletta impalcato (armatura ordinaria)
Comb. frequente: 0,3 mm; Comb. quasi permanente: 0,2 mm
- Lastre predalle (armatura ordinaria)
Comb. frequente: 0,4 mm; Comb. quasi permanente: 0,3 mm
- Cordolo guardrail (armatura ordinaria)
Comb. frequente: 0,2 mm; Comb. quasi permanente: 0,2 mm

5.3. Dati Sismici

- Vita nominale: 100 anni

- Classe d'uso: IV \Rightarrow CU = 2.0
- Probabilità di superamento 'PVR' per lo Stato SLD : 63%
- Probabilità di superamento 'PVR' per lo Stato SLV : 10%
- Probabilità di superamento 'PVR' per lo Stato SLC : 5%
- Periodo di Ritorno per lo Stato SLD 'TR' < 2475 anni = - VR / $\ln(1-PVR)$ = 201 anni
- Periodo di Ritorno per lo Stato SLV 'TR' < 2475 anni = - VR / $\ln(1-PVR)$ = 1898 anni
- Periodo di Ritorno per lo Stato SLC 'TR' < 2475 anni = - VR / $\ln(1-PVR)$ = 2475 anni
- Longitudine : 11°14' 11.41"; Latitudine 44°18' 5 2.95"
- Tipo di Suolo: 'C' (vedi elaborato 0574_PD_0_V29_V0000_0_GT_RB_01)

5.4. Parametri geotecnici

I parametri necessari a definire le caratteristiche del terreno a tergo della spalla (materiale da rilevato) sono estratti dal Documento '0406_PD_0_A00_A0000_0_GT_RB_03_A "Relazione di verifiche geotecniche".

Si assume:

$$\gamma = 19.5 \text{ kN/m}^3 ; \varnothing = 38.0^\circ [\text{M1}] ; \varnothing' = 32.01^\circ [\text{M2}]$$

dove:

γ : peso specifico del terrapieno

\varnothing : angolo d'attrito caratteristico del terrapieno

\varnothing' : angolo d'attrito efficace del terrapieno

Le curve di portanza, di sollecitazione e di deformazione dei pali sono estratte dalla Relazione Geotecnica dell'Opera.

6. DIMENSIONAMENTO DELL'OPERA

6.1. MODELLO DI CALCOLO

Per le analisi delle sollecitazioni delle travi principali vengono implementati tre modelli monodimensionali; ciascuno modella la trave con elementi beam ed è relativo ad una precisa fase della vita dell'opera. I modelli si differenziano per la rigidità della soletta collaborante con le travi metalliche come descritto sotto:

- FASE 1 – calcestruzzo fresco, modulo elastico nullo;
- FASE 2 – modulo di elasticità secante del calcestruzzo per azioni di breve durata;
- FASE 3 – modulo di elasticità del calcestruzzo ridotto per azioni permanenti.

Le sollecitazioni totali sulle travi longitudinali sono determinate sommando i contributi relativi alle 3 fasi di calcolo.

Per le analisi dei diaframmi e per calcolare in che modo si distribuiscono tra le travi principali i carichi presenti sull'impalcato si implementa un sottomodello che considera le possibili posizioni dei carichi concentrati lungo la sezione trasversale in modo da cogliere il massimo carico possibile per ciascuna trave combinando i carichi delle corsie che ci stanno compatibilmente con la larghezza della carreggiata. In questo sottomodello fatto con elementi beam, le travi longitudinali sono state modellate con delle molle che descrivono la flessibilità del ponte lungo lo sviluppo longitudinale.

Per le analisi delle sollecitazioni sulla soletta dell'impalcato è stata eseguita una modellazione agli elementi finiti di una porzione significativa del ponte. La soletta è modellata con elementi plate in appoggio sulle travi principali; tale modellazione permette la determinazione delle azioni interne nelle due direzioni principali in particolar modo per i carichi variabili concentrati in fase 2.

Le elaborazioni mediante calcolatore sono state eseguite con l'ausilio del seguente programmi:

Straus 7 Release: 2.3.7

Implementato e sviluppato da:

G+D Computing

Suite 1 Level /, 541 Kent St,

Sydney NSW 2000 Australia

Tel +61 2 9264 2977

Fax +61 2 9264 2066

Email strand7@gd.com.au

Distribuito in Italia da:

HSH srl

Via N. Tommaseo 13,

35131 Padova Italia

Tel +39 049 875 2724

Fax +39 049 875 8747

Email hsh@iperv.it

I programmi vengono usati dalla scrivente in forza di regolari licenze d'uso e sono testati periodicamente mediante procedure di controllo, tali da verificarne l'attendibilità delle applicazioni e dei risultati ottenuti ed individuarne eventuali vizi ed anomalie; a tal proposito si evidenzia che Il programma dispone di una serie di test riportati in un VERIFICATION MANUAL che contiene ben 144 test di validazione organizzati in modo sistematico per trattare la casistica delle applicazioni fondamentali del codice. Gli esempi sono strutturati sulla falsariga dei cosiddetti 'benchmark', utilizzando, ove esistenti, i problemi di riferimento proposti da organizzazioni internazionali ben note quali ad esempio la NAFEMS.

6.2. ANALISI DEI CARICHI

Si riporta di seguito in dettaglio l'analisi di tutti carichi considerati nel progetto del ponte in oggetto, sia in termini di azioni esterne che in termini di deformazioni impresse.

6.2.1. PESO PROPRIO DELLE STRUTTURE

Il peso proprio degli elementi strutturali in cemento armato è stato valutato considerando un peso specifico del materiale pari a 25 kN/mc. Nei modelli di calcolo il peso proprio degli elementi in CA è etichettato con la sigla ***g₁***.

Il peso proprio degli elementi strutturali in carpenteria metallica è stato valutato considerando un peso specifico del materiale pari a 78.5 kN/mc. Nei modelli di calcolo il peso proprio degli elementi metallici è etichettato con la sigla ***P prop.***

6.2.2. CARICHI PERMANENTI PORTATI

Sulla parte centrale carrabile dell'impalcato è stato considerato un carico permanente portato distribuito dal valore medio pari a 3,30 kN/mq mentre sulle porzioni laterali adibite a marciapiede è stato considerato un carico permanente portato distribuito dal valore medio pari a 7.5 kN/mq.

Avendo assunto la soletta gettata con uno spessore costante al fine del calcolo dei pesi propri degli elementi strutturali, la porzione superiore gettata per dare la pendenza all'impalcato viene considerata all'interno dei carichi permanenti portati. Questa scelta è a favore di sicurezza perché nelle verifiche si trascura una porzione resistente della solette che viene computata come peso.

Nei modelli di calcolo il carico permanente portato è etichettato con la sigla ***g₂***.

6.2.3. DISTORSIONI E PRESOLLECITAZIONI DI PROGETTO

Considerata la geometria dei manufatti che vengono realizzati con due campate laterali più corte di quella centrale solitamente si può configurare la situazione in cui, per determinate combinazioni di carico, si verifica il sollevamento delle estremità delle travi dall'appoggio sulle spalle. In questa precisa opera, data la ridotta differenza di lunghezza tra campate laterali e centrale non si ha il fenomeno descritto prima pertanto non si prevede nessuno stato sollecitante impresso al momento della posa in opera.

Nei modelli di calcolo l'eventuale presollecitazione di progetto è etichettata con la sigla ***presoll.***

6.2.4. RITIRO E VISCOSITA'

Per la valutazione degli effetti del ritiro si è fatto riferimento al paragrafo # 11.2.10.6 delle Norme Tecniche, la deformazione assiale per ritiro è data dalla somma del ritiro per essiccamento e del ritiro autogeno: $\varepsilon_{cs} = \varepsilon_{cd} + \varepsilon_{ca}$.

Con un'umidità relativa RH=60% il ritiro a tempo infinito per essiccamento è di 0.000336 mentre il ritiro autogeno a tempo infinito vale 0.00041. Il ritiro totale vale: 0.000377

Per tenere in considerazione gli effetti della viscosità nel caso di azioni di lunga durata si considera un modulo di elasticità del calcestruzzo ridotto secondo la seguente espressione (NTC2008 #11.2.10.7) indicata nel paragrafo C4.1.2.2.5 della Circolare n°617:

$$E_{cc} = \frac{E_{cm}}{\varphi \cdot (\infty, t_0)}$$

Ne segue che il modulo elastico finale è calcolato come segue:

$$\varepsilon_{c,t=\infty} = \varepsilon_{c,0} + \varepsilon_{cc} = \frac{\sigma_c}{E_{cm}} + \frac{\sigma_c}{\frac{E_{cm}}{\varphi \cdot (\infty, t_0)}} = \frac{\sigma_c}{\frac{E_{cm}}{1 + \varphi \cdot (\infty, t_0)}} \Rightarrow E_{c,t=\infty} = \frac{E_{cm}}{1 + \varphi \cdot (\infty, t_0)}$$

Il valore di modulo elastico per la valutazione delle sollecitazioni a tempo infinito dovute ai carichi permanenti ai cedimenti vincolari vale 11850 MPa.

Nei modelli di calcolo la sollecitazione dovuta al ritiro è etichettata con la sigla ε_2 .

6.2.5. VARIAZIONI TERMICHE

Le variazioni termiche sono state considerate nel progetto secondo quanto previsto nel paragrafo 5.1.3.2 delle Norme Tecniche per il quale si rimanda all'apposita sezione e secondo quanto previsto nella UNI EN 1991-1-5 mediante le due diverse condizioni di carico seguenti:

- Variazione uniforme +44°C e -36°C per una escursione totale di 80°C utilizzata per il calcolo delle deformazioni massime longitudinale nel dimensionamento dei giunti di dilatazione. Per determinare

l'entità di tale variazione di temperatura si utilizza la temperatura minima e massima all'ombra fornita dal DM del 14-01-2008 al paragrafo 3.5 e tramite la figura 6.1 riportata dall'Eurocodice 1991-1-5 si determina la corrispondente temperatura della struttura che vale +49°C e -11°C per impalcato tipo 2. Per completare la definizione dell'escursione massima si tiene conto di una temperatura iniziale di 15°C e un contributo integrativo di 10°C per considerare le condizioni di calibratura dei giunti.

- Variazione di temperatura $\pm 10^\circ\text{C}$ tra soletta e tra vi principali metalliche utilizzata per schematizzare il gradiente di temperatura derivante dalla diversa esposizione ai raggi solari. Questa condizione è prevista nella UNI EN 1991-1-5 per ponti a struttura composta (riportata in EN 1991-1-5 figura 6.2b).

Per il calcolo delle sollecitazioni si considerano per i coefficienti di dilatazione termica dei materiali i seguenti valori:

$$\alpha_{CLS} = 10 \cdot \frac{10^{-6}}{C^\circ}$$

$$\alpha_{ACCIAIO} = 12 \cdot \frac{10^{-6}}{C^\circ}$$

$$\alpha_{ACCIAIO-CLS} = 12 \cdot \frac{10^{-6}}{C^\circ}$$

Nei modelli di calcolo la sollecitazione dovuta alla variazione termica è etichettata con la sigla ΔT .

6.2.6. CEDIMENTI VINCOLARI

Secondo le indicazioni fornite dalle elaborazioni geotecniche è ipotizzabile un cedimento differenziale verticale di ciascun gruppo di pali che sostengono le spalle e le pile di circa $L / 5000$ dove L è la lunghezza media di due campate adiacenti.

Considerando la lunghezza media delle due campate adiacenti (laterale e centrale) si ipotizza quindi un cedimento differenziale di circa 10.2 mm; tuttavia nelle relazioni geotecniche emerge anche che per l'attivazione della portata di ciascun gruppo di pali ci sia un cedimento di circa 2 cm; ipotizzando a favore di sicurezza che il cedimento totale di ciascun gruppo di pali sia pari a quello differenziale e maggiorando questa quantità a favore di sicurezza per i calcoli delle sollecitazioni si assume che il cedimento differenziale massimo tra le fondazioni sia di 3 cm.

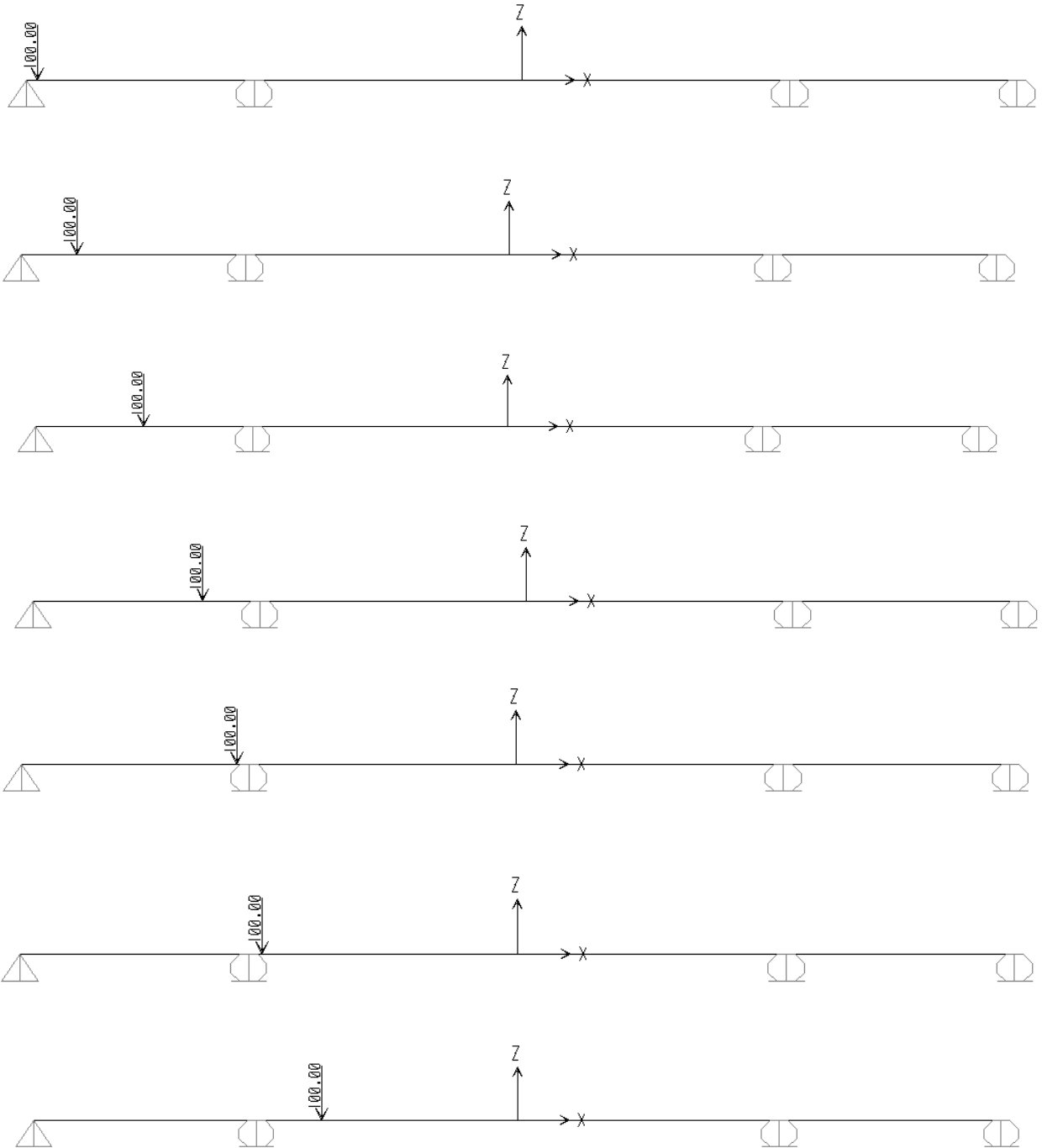
Nei modelli di calcolo la sollecitazione dovuta ai cedimenti vincolari è etichettata con la sigla **cv**.

6.2.7. AZIONI VARIABILI DA TRAFFICO

Il ponte oggetto della relazione è classificato come ponte di I° categoria con riferimento a quanto pr prescritto nel D.M. del 14 gennaio del 2008. Per la determinazione dei parametri di sollecitazione massimi sono stati considerati i seguenti carichi mobili:

- carichi concentrati da 300 kN su due assi tandem, applicati su impronte di pneumatico quadrata di lato 0.4 m un carico uniformemente distribuiti di 9 kN/m²;
- una condizione di carico sulla seconda corsia analoga alla precedente ma con i carichi concentrati di 200 kN e un carico distribuito di 2.50 kN/m²;
- una condizione di carico sulla terza corsia analoga alla precedente ma con i carichi concentrati di 100 kN e un carico distribuito di 2.50 kN/m²;
- un carico distribuito di 5 kN/m² su tutte le superfici dei marciapiedi e dei cordoli che diventa di 2.5 kN/m² per le combinazioni con gli altri carichi variabili.

Questi carichi s riferiscono allo schema di carico 1 previsto nel paragrafo # 5.1.3.3.5 del DM del 14-01-2008.



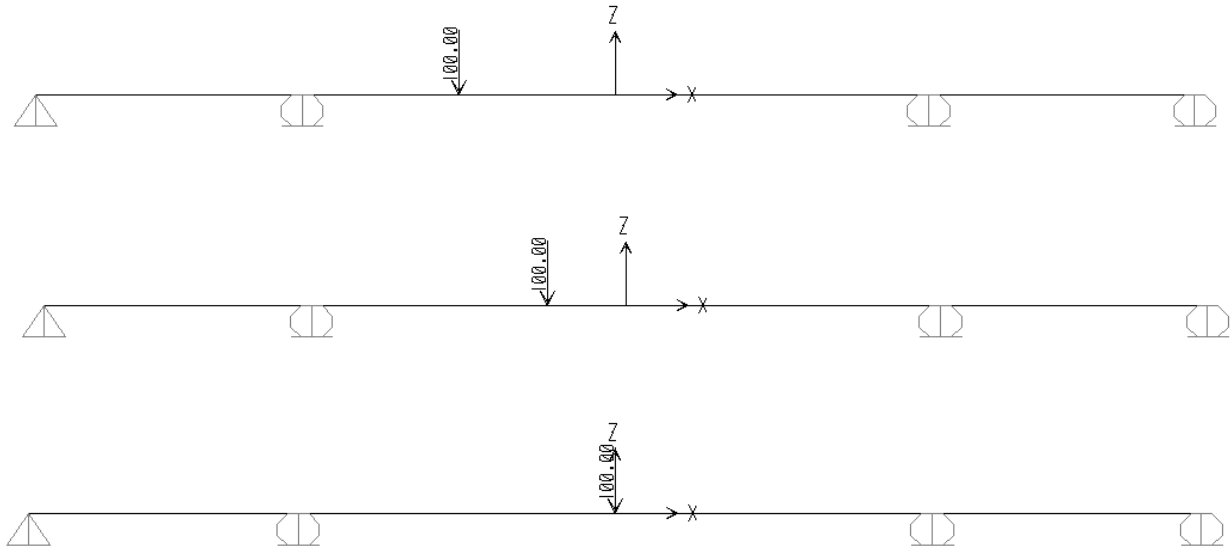


FIGURA 3 POSIZIONI DEI CARICHI CONCENTRATI VARIABILI DA TRAFFICO

Per il calcolo delle sollecitazioni dovute al carico variabile da traffico si considerano le posizioni illustrate sopra lungo ciascuna trave longitudinale; il carico concentrato è stato inserito come una forza concentrata al posto di due forze in corrispondenza degli assi del mezzo equivalente, questa scelta è a favore di sicurezza in quanto considera una concentrazione maggiore delle sollecitazioni; nel modello delle travi longitudinali viene inserito un carico concentrato di 100 kN che viene poi amplificato in funzione di quanto si distribuisce il carico sull'impalcato tra le travi metalliche. Per stabilire quanto carico concentrato compete a ciascuna trave si implementa un sottomodello che considera le possibili posizioni dei carichi concentrati lungo la sezione trasversale in modo da cogliere il massimo carico possibile per ciascuna trave combinando i carichi delle corsie che ci stanno compatibilmente con la larghezza della carreggiata.

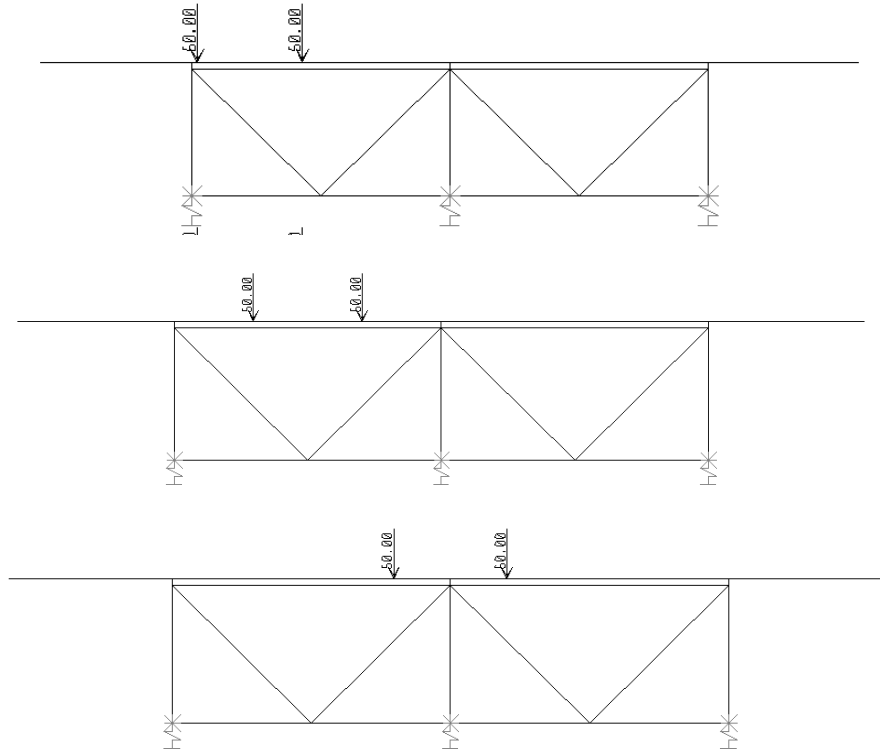


FIGURA 4 DISTRIBUZIONE TRASVERSALE DEI CARICHI CONCENTRATI DA TRAFFICO

Per cogliere in maniera precisa la distribuzione delle forze, le travi longitudinali sono state modellate con delle molle che descrivono la flessibilità del ponte lungo lo sviluppo longitudinale.

Nelle combinazioni considerate per il calcolo delle sollecitazioni nelle travi longitudinali sono stati amplificati i carichi concentrati considerando il massimo carico che si può attribuire a ciascuna trave in funzione delle posizioni delle impronte lungo la sezione trasversale e delle differenti rigidità delle molle.

Sulla trave laterale si scarica al massimo il 73% del carico concentrato della prima corsia paria 600 kN più il 41% del carico concentrato della seconda corsia paria 400 kN oltre al 7% del carico concentrato della terza corsia pari a 200 kN per un totale di:

$$F = 0.73 \cdot 600 \cdot kN + 0.41 \cdot 400 \cdot kN + 0.07 \cdot 200 \cdot kN = 616 \cdot kN$$

Quindi il carico concentrato nel modello della trave viene amplificato di 6.16 volte.

Sulla trave centrale si scarica al massimo il 50% del carico concentrato della prima corsia paria 600 kN più il 40% del carico concentrato della seconda corsia paria 400 kN oltre al 41% del carico concentrato della terza corsia pari a 200 kN per un totale di:

$$F = 0.50 \cdot 600 \cdot kN + 0.40 \cdot 400 \cdot kN + 0.40 \cdot 200 \cdot kN = 540 \cdot kN$$

Quindi il carico concentrato nel modello della trave viene amplificato di 5.40 volte.

Analogamente a quanto fatto per i carichi concentrati è stato fatto per i carichi distribuiti, a titolo di esempio si riporta la scacchiera dei carichi variabili da traffico lungo lo sviluppo longitudinale del ponte:

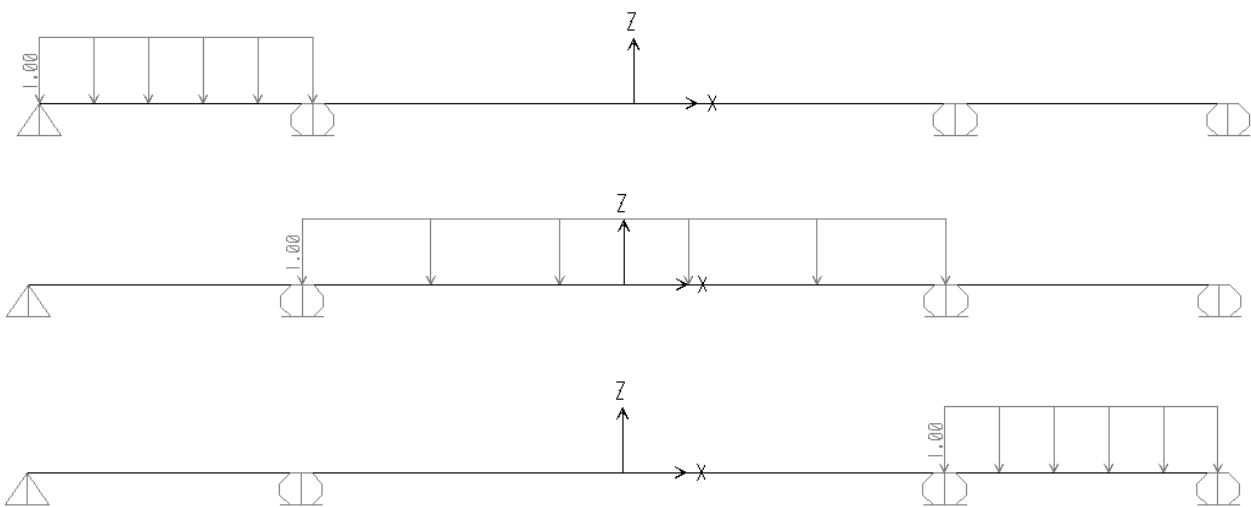


FIGURA 5 DISTRIBUZIONE A SCACCHIERA DEI CARICHI DISTRIBUITI DA TRAFFICO

In questo caso il carico distribuito unitario sulla trave laterale viene amplificato di 25.4 volte mentre quello sulla trave centrale viene amplificato di 30.1 volte. Considerata la poca differenza di carico che compete alla trave centrale rispetto quelle laterali si considera per il dimensionamento solo la trave laterale che risulta, di poco, maggiormente sollecitata.

La soletta che appoggia sulle travi e collabora con esse a resistere ai carichi applicati viene verificata con dei sottomodelli specifici in modo da valutare la diffusione dei carichi da traffico (soprattutto quelli concentrati). Si riportano alcune immagini del modello con le impronte di carico concentrato da traffico:

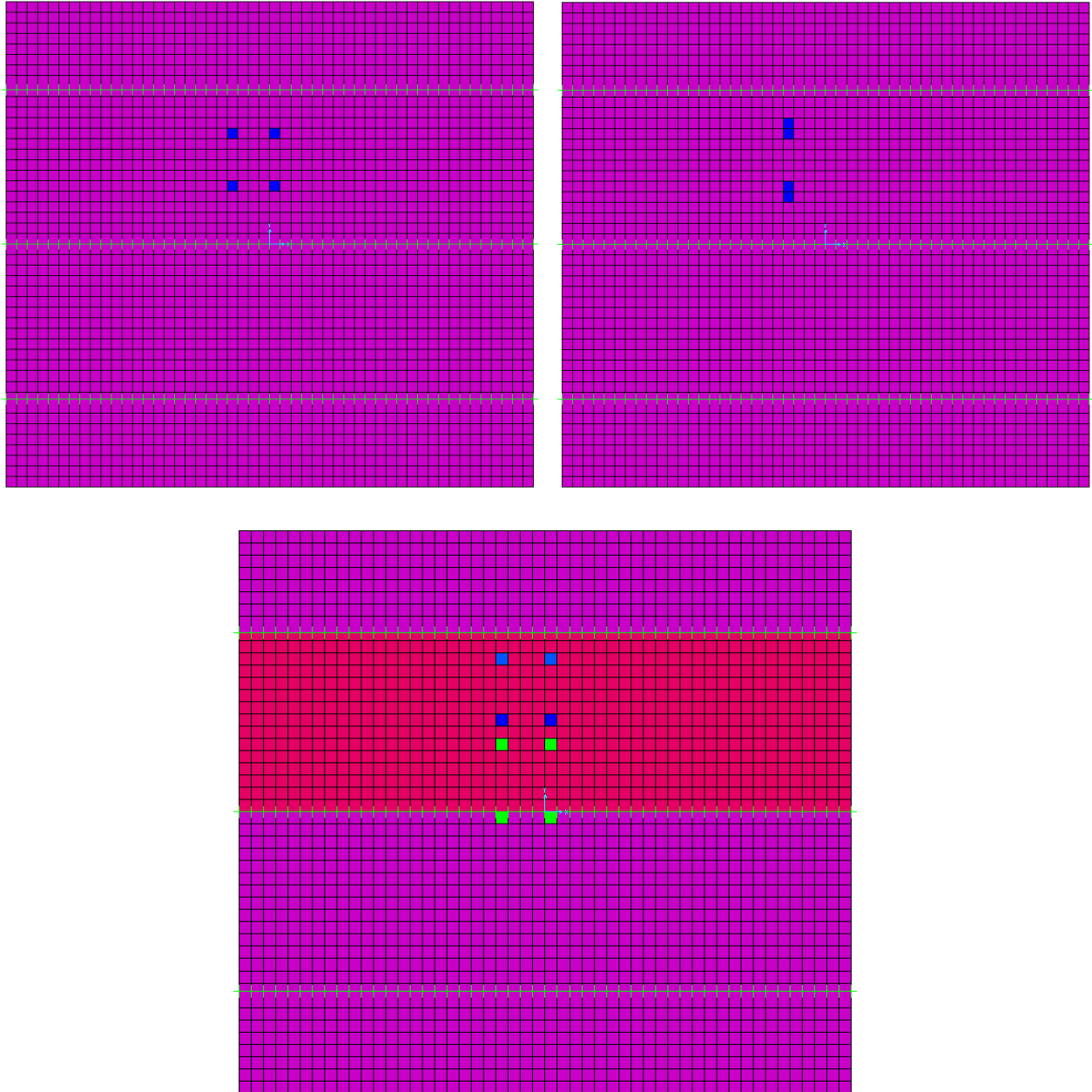


FIGURA 6 IMPRONTE DI CARICO CONCENTRATO

6.2.8. INCREMENTO DINAMICO ADDIZIONALE

Per calcolare le sollecitazioni in corrispondenza dei punti di discontinuità è stata considerata la condizione di carico che prevede un carico concentrato su un solo asse pari a 400 kN da incrementare con un coefficiente β_Q che varia tra 1.3 e 1.0 in una fascia compresa tra 0 m e 6 m dal punto di discontinuità.

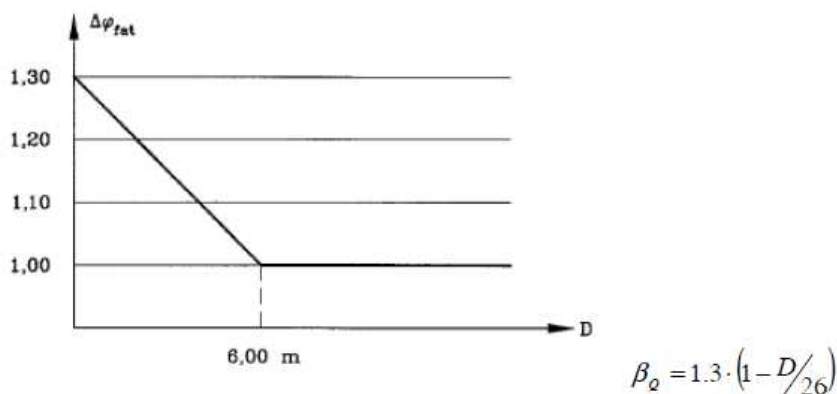


FIGURA 7 DISTRIBUZIONE DELL'INCREMENTO DINAMICO DEI CARICHI DA TRAFFICO

6.2.9. AZIONE LONGITUDINALE DI FRENAMENTO O DI ACCELERAZIONE

La forza longitudinale di frenamento o di accelerazione è funzione del carico verticale totale agente sulla corsia convenzionale n° 1. Tale forza, applicata a livello della pavimentazione ed agente lungo l'asse della corsia, è assunta uniformemente distribuita sulla lunghezza caricata.

$$180 \cdot kN \leq 0.6 \cdot (2 \cdot Q_{1k}) + 0.10 \cdot q_{1k} \cdot w_1 \cdot L \leq 900 \cdot kN$$

$$180 \cdot kN \leq 0.6 \cdot (2 \cdot 300 \cdot kN) + 0.10 \cdot 9 \cdot \frac{kN}{mq} \cdot 3.0 \cdot m \cdot 137 \cdot m = 729 \cdot kN \leq 900 \cdot kN$$

6.2.10. AZIONE CENTRIFUGA

Data lo sviluppo planimetrico rettilineo dell'asse stradale in corrispondenza del manufatto in oggetto, la forza centrifuga risulta nulla.

6.2.11. AZIONE DEL VENTO

Si determina di seguito la pressione esercitata dal vento in funzione della localizzazione del sito ove sorge la costruzione, dell'altitudine sul livello del mare, della rugosità del terreno e dell'altezza sul suolo del ponte.

Per il calcolo dell'azione trasversale totale si analizzano due situazioni limite:

- Vento a ponte scarico con superficie esposta pari all'altezza delle travi principali;
- Vento nella zona provvista di barriere laterali con superficie esposta pari all'altezza di 3 m; questa altezza corrisponde anche alla situazione di ponte carico con i mezzi pensanti in transito.

Il sito in cui si realizza la struttura ricade nella zona 2 caratterizzata dai seguenti parametri:

- velocità di riferimento $v_{b,0} = 25 \cdot \frac{m}{s}$
- altitudine di riferimento: $a_0 = 750 \cdot m$
- $K_a = 0.015 \cdot \frac{1}{s}$

La velocità del vento non subisce incrementi per l'altitudine del sito che risulta ad una quota media di circa 15 m sul livello del mare, che è inferiore a quella di riferimento ma la si incrementa con un coefficiente $\alpha_R = 1.039$ per tener conto di un tempo di ritorno di 100 anni.

Il coefficiente $\alpha_R = 1.039$ è determinato con l'espressione prevista dalla Circolare 617 del 2 febbraio 2009:

$$\alpha_R = 0.75 \cdot \sqrt{1 - 0.2 \cdot \ln \left[-\ln \left(1 - \frac{1}{T_R} \right) \right]} = 0.75 \cdot \sqrt{1 - 0.2 \cdot \ln \left[-\ln \left(1 - \frac{1}{100} \right) \right]} = 1.039$$

La velocità del vento e il carico di riferimento risultano:

$$v_b = v_{b,0} \cdot \alpha_R = 25 \cdot \frac{m}{s} \cdot 1.039 = 25.98 \cdot \frac{m}{s}$$

$$q_b = \frac{1}{2} \cdot \rho \cdot v_b^2 = 422 \cdot \frac{N}{m^2}$$

Con una classe di rugosità del terreno **D** (aree prive di ostacoli, aperta campagna, aree agricole) e una distanza dal mare maggiore a 30 km e una quota inferiore ai 750 m la categoria di esposizione è la II caratterizzata dai parametri:

- $k_r = 0.19$
- $z_0 = 0.05 \cdot m$
- $z_{\min} = 4.0 \cdot m$

Il coefficiente di esposizione è costante al di sotto della z_{\min} e varia in maniera logaritmica con l'aumentare della quota. Si considera a favore di sicurezza che il coefficiente sia costante e pari al valore che assume in sommità:

$$c_e = k_r^2 \cdot c_t \cdot \ln\left(\frac{z}{z_0}\right) \cdot \left(7 + c_t \cdot \ln\left(\frac{z}{z_0}\right)\right) = 0.19^2 \cdot 1 \cdot \ln\left(\frac{12}{0.05}\right) \cdot \left(7 + 1 \cdot \ln\left(\frac{12}{0.05}\right)\right) = 2.47$$

Con il coefficiente di esposizione è possibile calcolare il carico da vento:

$$q = q_b \cdot c_e \cdot c_d = 422 \cdot \frac{N}{m^2} \cdot 2.47 \cdot 1 = 1042 \cdot \frac{N}{m^2}$$

Il coefficiente di forma c_p vale:

$$c_p = -0.4 \quad \text{se} \quad \alpha \leq +20^\circ$$

$$c_p = +0.8 \quad \text{se} \quad \alpha \leq +60^\circ$$

Il carico dovuto al vento vale per le superfici sopravento vale

$$q = q_b \cdot c_e \cdot c_d \cdot c_p = 422 \cdot \frac{N}{m^2} \cdot 2.47 \cdot 1 \cdot 0.8 = 0.834 \cdot \frac{kN}{m^2}$$

Il carico dovuto al vento vale per le superfici sottovento vale

$$q = q_b \cdot c_e \cdot c_d \cdot c_p = 422 \cdot \frac{N}{m^2} \cdot 2.47 \cdot 1 \cdot 0.4 = 0.417 \cdot \frac{kN}{m^2}$$

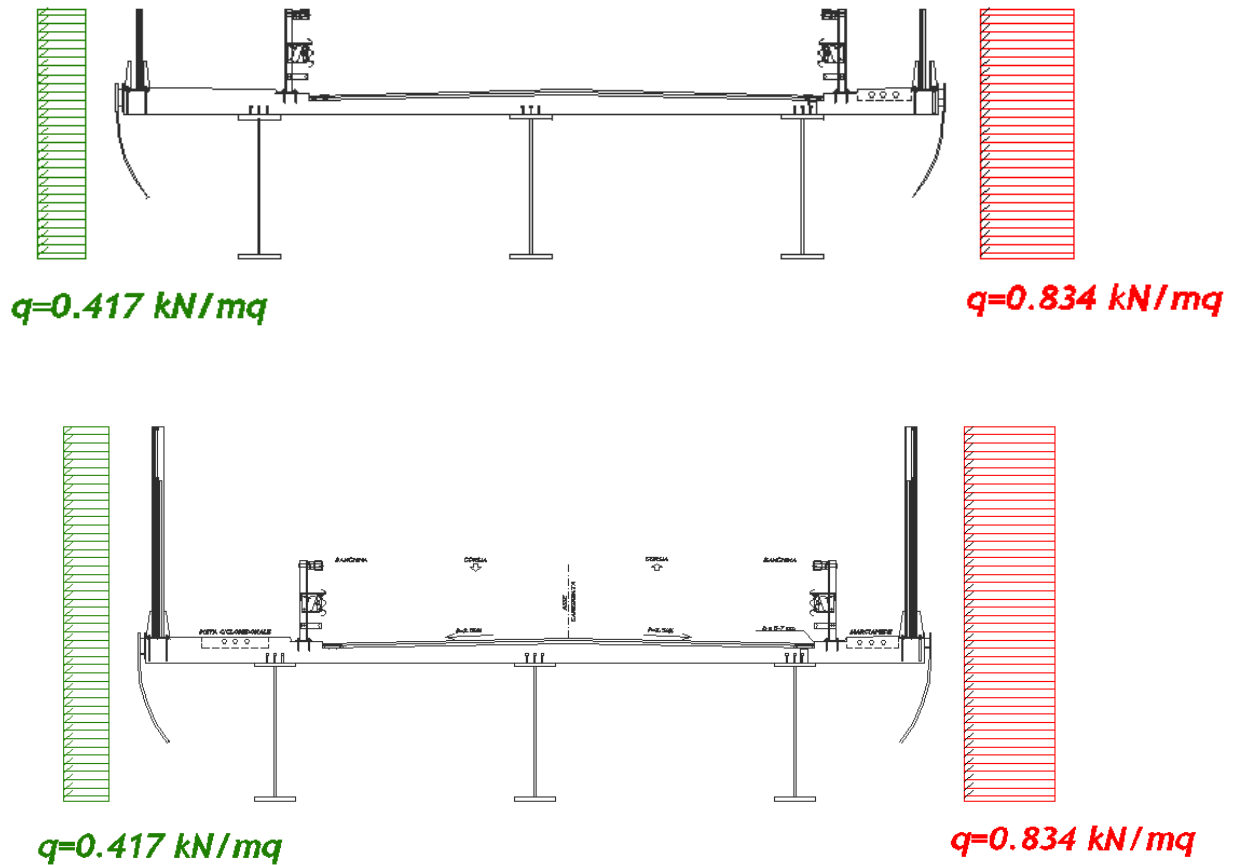


FIGURA 8 SCHEMI DEL CARICO DA VENTO

Per il calcolo delle sollecitazioni dovute al vento si considera una superficie esposta al vento di altezza complessiva minima di 4.25 m e massima di 7.25 m. L'altezza minima è relativa alla situazione con il ponte scarico senza barriere antirumore mentre quella massima considera la colonna di carico alta 3 m (si considera la stessa altezza di 3 m nel caso in cui sia presente la barriere antirumore). Il carico lineare complessivo sul ponte considerando la pressione e la depressione vale:

$$q_{\text{ponte scarico}} = \left(0.834 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} + 0.417 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \right) \cdot 4.25 \cdot \text{m} = 5.32 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$q_{\text{ponte con barriere}} = \left(0.834 \cdot \frac{kN}{m^2} + 0.417 \cdot \frac{kN}{m^2} \right) \cdot 7.25 \cdot m = 9.07 \cdot \frac{kN}{m}$$

6.2.12. CARICO DA NEVE

Il sito in cui si realizza la struttura ricade nella Zona I – Mediterranea. Il valore caratteristico del carico da neve per questa area vale:

$$q_{sk} = 1.50 \cdot \frac{kN}{m^2} \text{ per } a < 200 \text{ m.s.l.m.}$$

Il carico da neve non è incrementato per la quota altimetrica del sito perché è inferiore alla quota di riferimento di 200 m sul livello del mare ma lo si incrementa con un coefficiente $\alpha_R = 1.128$ per tener conto di un tempo di ritorno di 100 anni.

Il coefficiente $\alpha_R = 1.128$ è determinato con l'espressione prevista dalla UNI 991-1-3 – Appendice D:

$$\alpha_R = \frac{1 - V \cdot \frac{\sqrt{6}}{\pi} \cdot \left[\ln \left(-\ln \left(1 - \frac{1}{T_R} \right) \right) + 0.57722 \right]}{1 + 2.5923 \cdot V} = 1.128$$

Con:

$V = 0.6$ coefficiente di variazione dei massimi annuali

$T_R = 100$ anni

Il carico da neve sulla struttura è valutato mediante l'espressione:

$$q_s = \mu_1 \cdot q_{ref} = 0.8 \cdot (1.50 \cdot 1.128) \cdot \frac{kN}{m^2} = 1.35 \cdot \frac{kN}{m^2}$$

Dato che il carico neve è inferiore a quello da traffico e non viene combinato con quest'ultimo, è quindi possibile trascurare l'azione della neve.

6.2.13. AZIONI SISMICHE

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. Tale valore è definito in termini di accelerazione massima attesa.

Per definire l'azione sismica alla quale è soggetta la struttura è necessario individuare la posizione del sito all'interno del reticolo nazionale di riferimento oltre che la categoria di sottosuolo e le condizioni topografiche.

L'opera oggetto della presente relazione è sita ad una latitudine di N+44° 48' 52.95" e ad una longitudine E +11° 14' 11.41" e si trova su un terreno di classe **C** come si evince dalla relazione geotecnica, inoltre la struttura non si trova in prossimità di creste o pendii pertanto ricade nella categoria topografica T1 caratterizzata da un coefficiente di amplificazione topografico $S_T = 1$.

Le forme spettrali sono definite dalla normativa in funzione della probabilità di superamento nel periodo di riferimento PVR a partire dai seguenti parametri su sito di riferimento rigido:

- a_g accelerazione massima al sito;
- F_0 valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione
- T_C^* periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione

La vita di riferimento della struttura è stata calcolata secondo le indicazioni della tabella 2.4.I del D.M del 14 gennaio 2008 assumendo una vita nominale di 100 anni e secondo la tabella 2.4.II del D.M del 14 gennaio 2008 utilizzando il coefficiente d'uso 2 relativo alla classe d'uso IV.

Nei confronti delle azioni sismiche gli stati limite considerati sono i seguenti:

agli stati limite ultimi per le strutture

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 associa una perdita significativa di rigidità nei confronti delle azioni orizzontali; la

costruzione conserva invece una parte di resistenza e rigidezza per azioni verticali e margine di sicurezza nei confronti del collasso per azioni sismiche orizzontali;

agli stati limite ultimi per gli apparecchi di appoggio

Stato Limite di prevenzione del Collasso (SLC): a seguito del terremoto la costruzione subisce 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 ad esiguo margine di sicurezza nei confronti del collasso per azioni orizzontali.

Nei confronti delle azioni sismiche gli stati limite di esercizio adottati sono i seguenti:

Stato Limite di Danno (SLD): a seguito del terremoto la costruzione nel suo complesso, includendo gli elementi strutturali, quelli non strutturali, le apparecchiature rilevanti al suo funzionamento, subisce danni tali da non mettere a rischi gli utenti e da non compromettere significativamente la capacità di resistenza e di rigidezza nei confronti delle azioni verticali ed orizzontali, mantenendosi immediatamente utilizzabile per nell'interruzione d'uso di parte delle apparecchiature.

SLV – Periodo di ritorno di 1898 anni

$$a_g = 0.265 \cdot g$$

$$F_0 = 2.464$$

$$T_C^* = 0.268 \cdot s$$

SLC – Periodo di ritorno di 2475 anni

$$a_g = 0.293 \cdot g$$

$$F_0 = 2.436$$

$$T_C^* = 0.292 \cdot s$$

SLD – Periodo di ritorno di 201 anni

$$a_g = 0.105 \cdot g$$

$$F_0 = 2.588$$

$$T_C^* = 0.268 \cdot s$$

Queste terne di parametri sono stati definiti facendo la media pesata della posizione del sito rispetto ai 4 punti del reticolo di riferimento. I dati sono ottenuti con l'espressione:

$$p = \frac{\sum_{i=1}^4 \frac{p_i}{d_i}}{\sum_{i=1}^4 \frac{1}{d_i}}$$

I punti del reticolo presi in considerazione per calcolare la media pesata dei 3 parametri sono il 15175, il 15176, il 15397 e il 15398. Si mostra la posizione del sito in cui viene realizzato il ponte in relazione ai 4 punti del reticolo di riferimento:

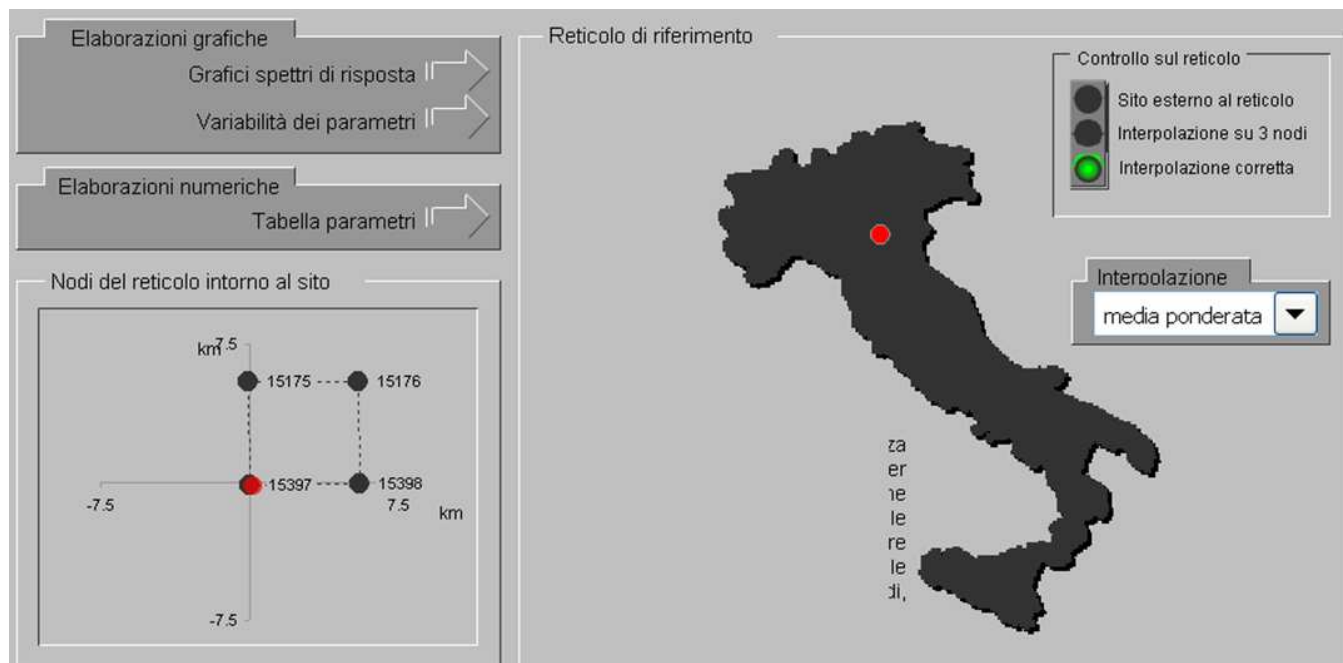


FIGURA 9 POSIZIONE DEL SITO SUL RETICOLO NAZIONALE

Poiché nella Tabella 1 dell'allegato B del D.M. del 14 gennaio 2008 i dati sono riportati per nove valori del periodo di ritorno (Tr 30 anni, 50 anni, 72 anni, 101 anni, 140 anni, 201 anni, 475 anni, 975 anni e 2475 anni) per poter calcolare i valori dei parametri da mediare al tempo di ritorno necessario si interpola con l'espressione:

$$\log \cdot (p) = \log \cdot (p_1) + \log \cdot \left(\frac{p_2}{p_1} \right) \cdot \log \cdot \left(\frac{T_R}{T_{R1}} \right) \cdot \left[\log \cdot \left(\frac{T_R}{T_{R1}} \right) \right]^{-1}$$

Per il sito in cui si realizza il ponte i parametri a_g , F_0 e T_C^* valgono:

TR [anni]	ag [g]	F0 [-]	Tc* [s]
30	0.040	2.563	0.254
50	0.053	2.467	0.266
72	0.062	2.504	0.275
101	0.075	2.533	0.267
140	0.088	2.602	0.261
201	0.105	2.588	0.268
475	0.153	2.588	0.270
975	0.205	2.538	0.277
2475	0.293	2.436	0.292

Per gli stati limite considerati i parametri che definiscono lo spettro di risposta elastico delle componenti orizzontali sono i seguenti:

	SLD	
$P_{Vr} =$	63	%
$T_R =$	201	anni
$a_g =$	0.105	g
$F_0 =$	2.588	
$T_C^* =$	0.268	s
$S_s =$	1.500	
$S =$	1.500	
$\eta =$	1.000	
$C_C =$	1.622	
$T_B =$	0.145	s
$T_C =$	0.434	s
$T_D =$	2.020	s

	SLV	
$P_{Vr} =$	10	%
$T_R =$	1898	anni
$a_g =$	0.265	g
$F_0 =$	2.464	
$T_C^* =$	0.288	s
$S_s =$	1.309	
$S =$	1.309	
$\eta =$	0.500	
$C_C =$	1.584	
$T_B =$	0.152	s
$T_C =$	0.456	s
$T_D =$	2.659	s

	SLC	
$P_{Vr} =$	5	%
$T_R =$	2476	anni
$a_g =$	0.293	g
$F_0 =$	2.436	
$T_C^* =$	0.292	s
$S_s =$	1.272	
$S =$	1.272	
$\eta =$	0.500	
$C_C =$	1.576	
$T_B =$	0.153	s
$T_C =$	0.460	s
$T_D =$	2.773	s

I tre spettri di risposta corrispondenti ai parametri riportati sopra sono:

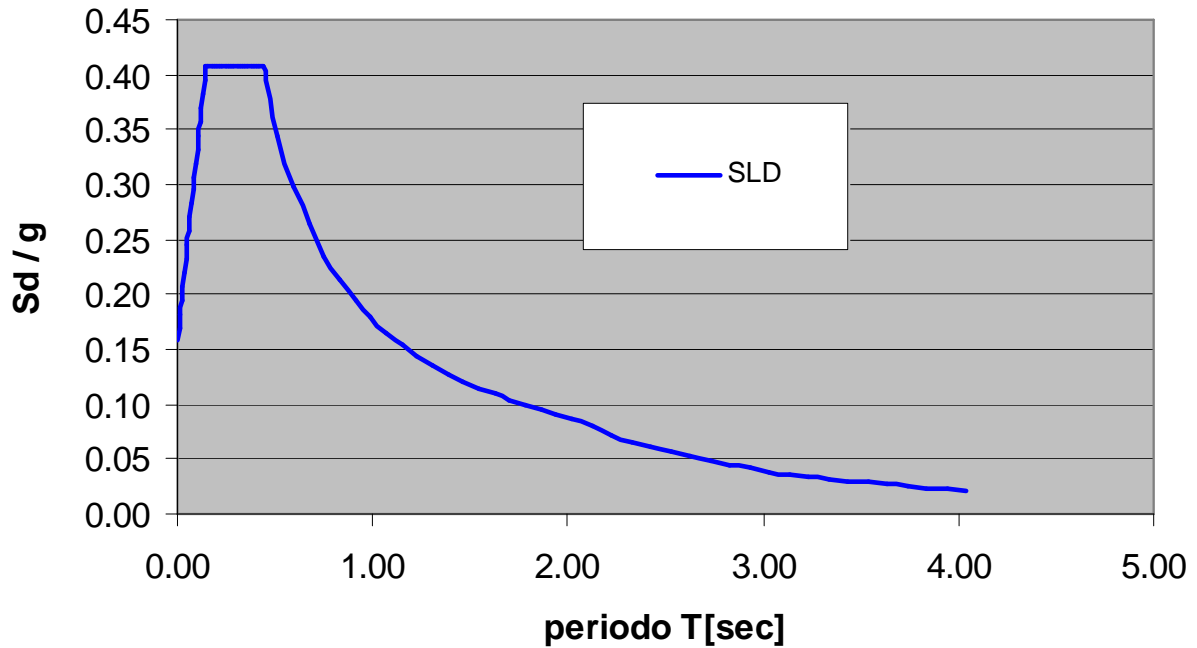


FIGURA 10 SPETTRO DI RIEPSOSTA ELASTICO - ACCELERAZIONE ORIZZONTALE ALLO SLD

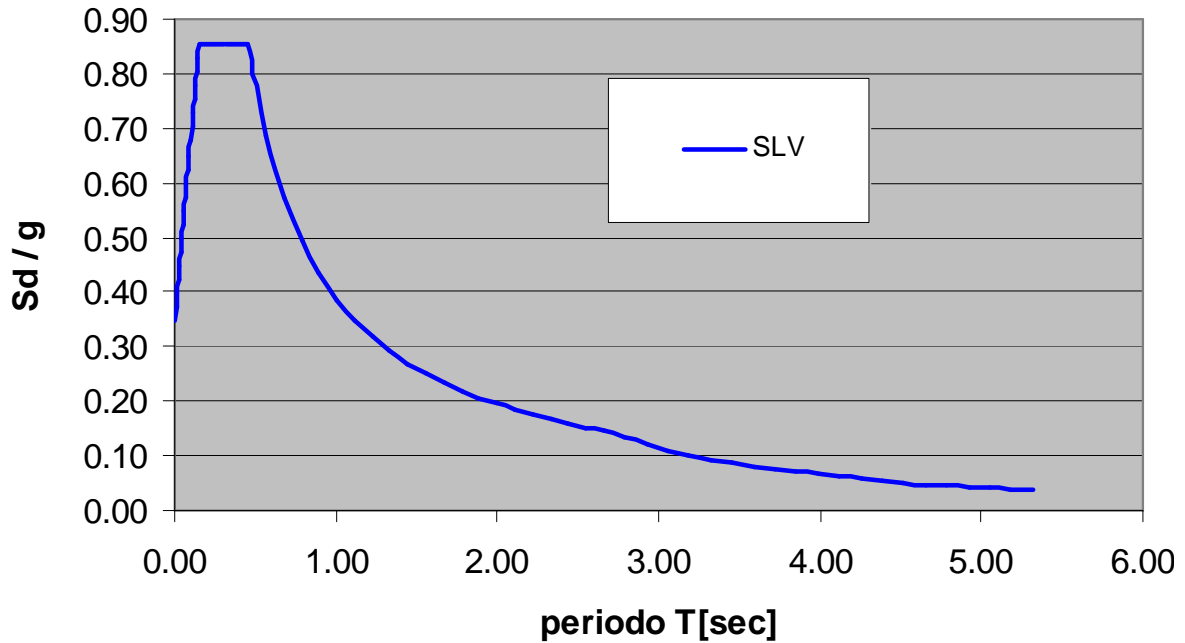


FIGURA 11 SPETTRO DI RISPOSTA ELASTICO – ACCELERAZIONE ORIZZONTALE ALLO SLV

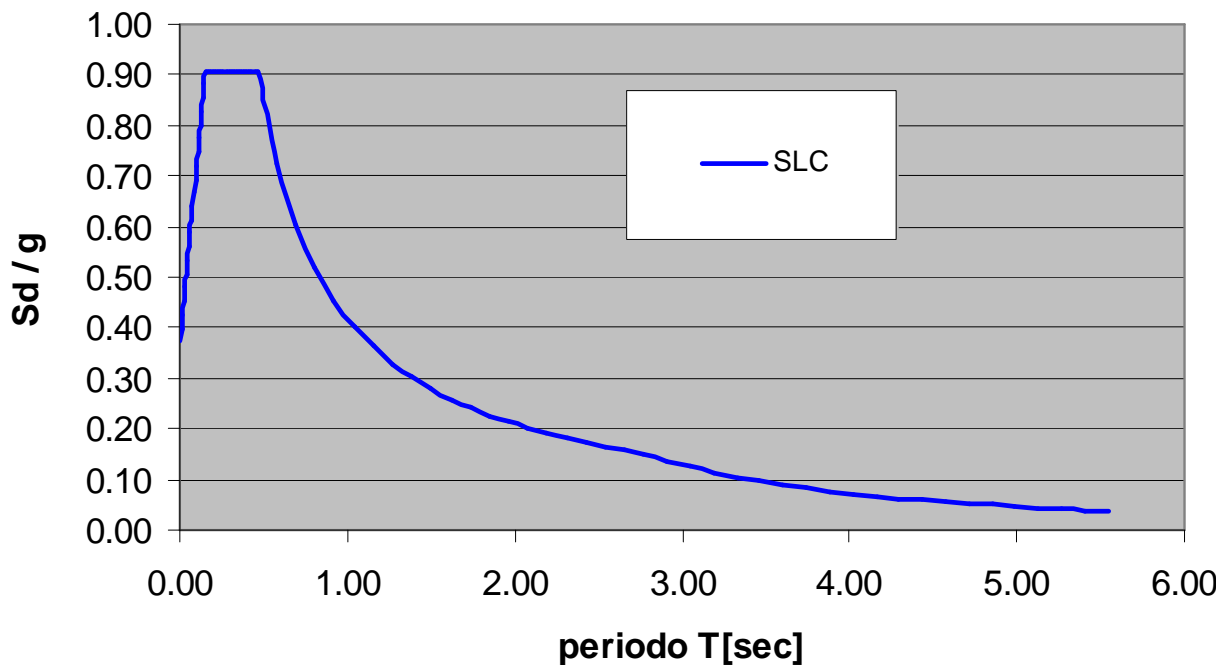


FIGURA 12 SPETTRO DI RISPOSTA ELASTICO – ACCELERAZIONE ORIZZONTALE ALLO SLC

Per il dimensionamento degli apparecchi di appoggio e dei giunti si fa uso di spettri di risposta in spostamento come quelli riportati sotto e derivati dai dati illustrati in precedenza e calcolati con uno smorzamento del 15% dovuto alla natura degli appoggi delle travi:

Spettro di risposta elastico in spostamento in [mm]

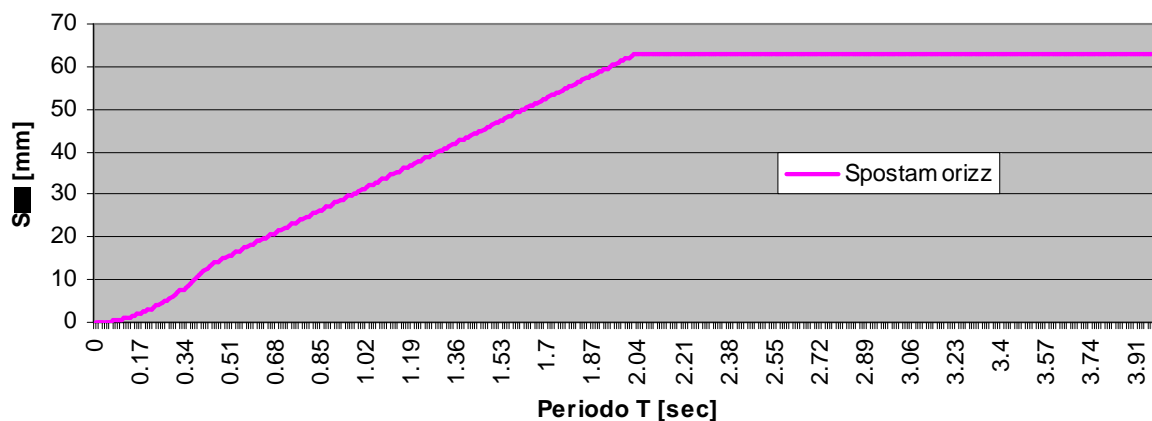


FIGURA 13 SPETTRO DI RISPOSTA IN SPOSTAMENTO ORIZZONTALE ALLO SLD

Spettro di risposta elastico in spostamento in [mm]

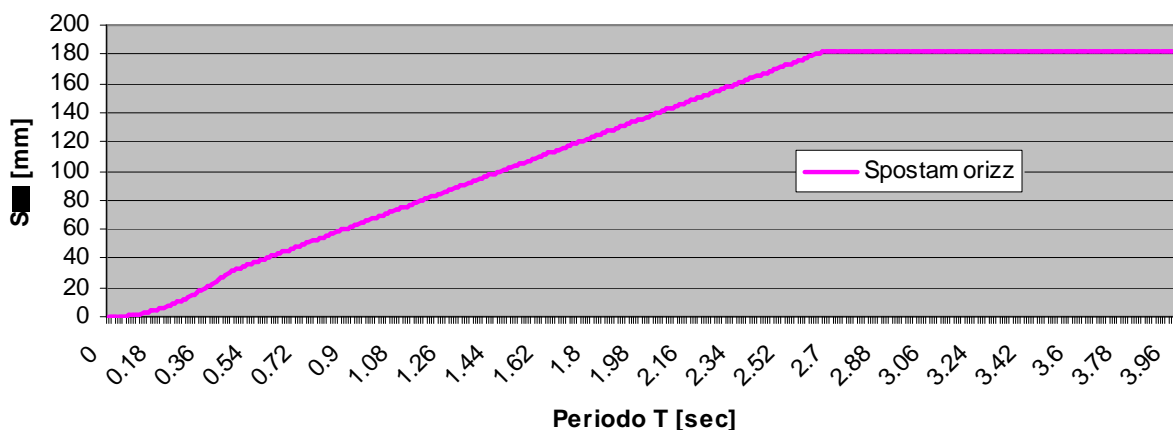


FIGURA 14 SPETTRO DI RISPOSTA IN SPOSTAMENTO ORIZZONTALE ALLO SLV

**Spettro di risposta elastico in spostamento
in [mm]**

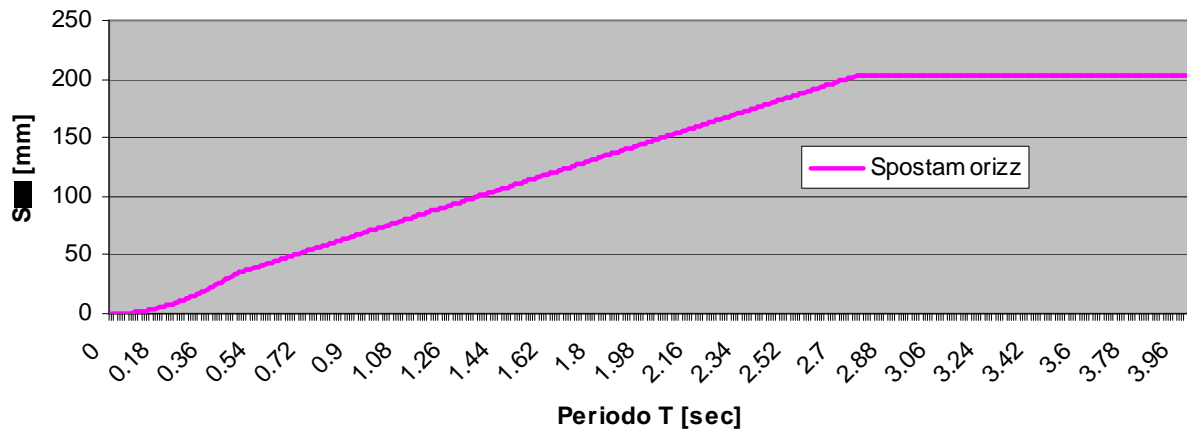


FIGURA 15 SPETTRO DI RISPOSTA IN SPOSTAMENTO ORIZZONTALE ALLO SLC

Questi spettri sono stati utilizzati per calcolare le sollecitazioni dovute al sisma. L'azione del sisma orizzontale viene considerata agente in due direzioni ortogonali con due combinazioni. La prima combinazione considera le sollecitazioni in una direzione e il 30 % delle sollecitazioni dovute all'accelerazione nella direzione ortogonale la seconda combinazione inverte le percentuali delle accelerazioni.

La componente verticale del sisma non è stata considerata per il dimensionamento delle strutture portanti in virtù del fatto che il sito in cui viene realizzato il ponte ricade nella zona 3 (# 3.2.3.1 D.M 14 gennaio 2008 e #7.2.1 D.M 14 gennaio 2008).

La spinta delle terre dovuta al sisma è calcolata secondo quanto riportato nel D.M. del 14 gennaio 2008 al capitolo # 7.11. la spinta a tergo dei muri viene calcolata come una quota parte del peso W del volume di terreno potenzialmente instabile con i metodi pseudostatici (formulazione di Mononobe-Okabe).

6.2.14. URTI

La forza dovuta all'urto dei veicoli contro le pile è determinata dalla Tabella 3.6.III delle Norme Tecniche e vale:

Direzione parallela al senso di marcia $F_{d,x} = 1000 \cdot kN$

Direzione ortogonale al senso di marcia $F_{d,x} = 0.5 \cdot F_{d,x} = 500 \cdot kN$

Il punto di applicazione della forza dovuta all'urto è a 3.5 m dalla base delle pile.

La forza dovuta all'urto dei veicoli contro elementi strutturali orizzontali al di sopra della strada è determinata nel # 3.6.3.3.1 delle Norme Tecniche e vale:

$$F = r \cdot F_{d,x} = r \cdot 1000 \cdot kN$$

Con r compreso tra 0 e 1 per altezze comprese tra 6 m e 5 m rispettivamente; per valori intermedi di altezze si interpola linearmente. L'altezza minima prevista per i manufatti sopra l'autostrada è di 5.50 m pertanto la forza ha un valore compreso nell'intervallo [0 ÷ 500] kN.

6.2.15. CARICO DA FATICA

Per il calcolo delle sollecitazioni da fatica per vita illimitata della struttura si assume lo schema di carico 1 di seguito illustrato con una riduzione dei carichi concentrati del 30% e con una riduzione dei carichi distribuiti del 70% ottenendo così i valori riportati di seguito:

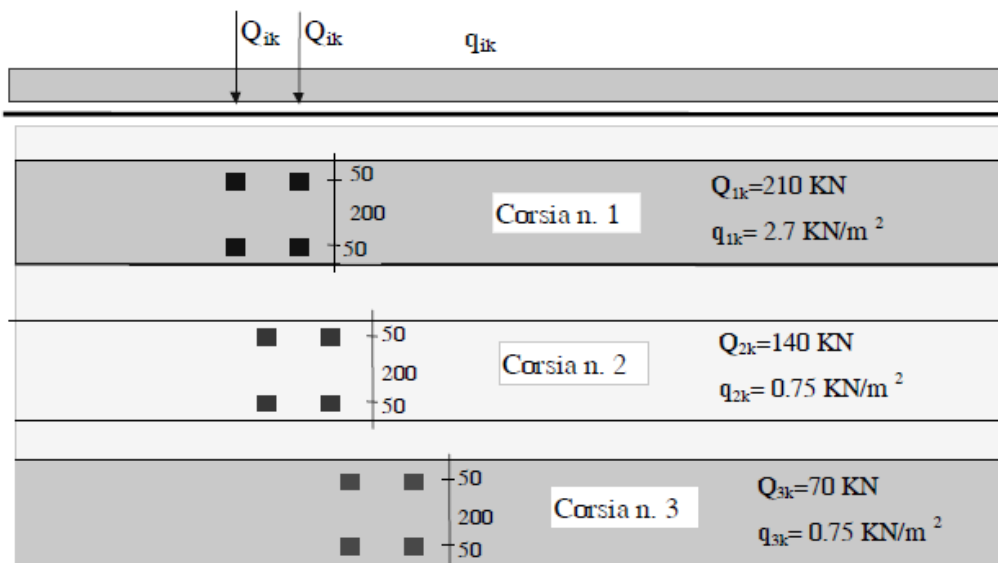


FIGURA 16 CARICHI PER L'ANALISI DELLE SOLLECITAZIONI A FATICA

6.3. COMBINAZIONI DI CARICO

I singoli carichi precedentemente determinati vengono combinati in modo da garantire la sicurezza in conformità a quanto prescritto dalla normativa.

Le combinazioni di carico si differenziano a seconda dello stato limite considerato.

Le verifiche di resistenza sono condotte con le combinazioni previste per gli stati limite ultimi mentre le restanti sono condotte mediante le combinazioni previste per gli stati limite di esercizio.

Ciascuna combinazione di azioni è caratterizzata da precisi coefficienti di combinazione. Nelle combinazioni impiegate per le verifiche agli stati limite ultimi sono inoltre presenti i coefficienti parziali di sicurezza che dipendono dal tipo di azione considerata.

Le azioni considerate sono combinate con la formulazione seguente:

$$S_{d_SLU} = \gamma_{G1} \cdot PPr op + \gamma_{G1} \cdot g_1 + \gamma_{G2} \cdot g_2 + \gamma_{\epsilon} \cdot \epsilon_2 + \gamma_{\epsilon} \cdot cv + \gamma_{\epsilon} \cdot Pr esoll + \\ + \gamma_{Qi} \cdot \psi_i \cdot Q_{k,i} + \gamma_{Qi} \cdot \psi_i \cdot q_{k,i} + \gamma_{\Delta T} \cdot \Delta T$$

$$S_{d_SLE} = PPr op + g_1 + \psi_i \cdot g_2 + \psi_i \cdot \epsilon_2 + \psi_i \cdot cv + \psi_i \cdot Pr esoll + \\ + \psi_i \cdot Q_{k,i} + \psi_i \cdot q_{k,i} + \psi_i \cdot \Delta T$$

I coefficienti utilizzati nel combinare i carichi sono quelli previsti nel DM del 14-01-2008 e che vengono riportati sotto:

		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	γ_{e1}	0,90	1,00	1,00
	sfavorevoli		1,00 ⁽³⁾	1,00 ⁽⁴⁾	1,00
Ritiro e viscosità, Variazioni termiche, Cedimenti vincolari	favorevoli	$\gamma_{e2}, \gamma_{e3}, \gamma_{e4}$	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,20	1,20	1,00

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
	esecuzione	0,8	0,6	0,5
Temperatura	T_k	0,6	0,6	0,5

Per i carichi permanenti portati sono stati utilizzati gli stessi coefficienti previsti per i pesi propri in quanto sono compiutamente definiti. Al fine di considerare il reale comportamento della struttura l'analisi strutturale, e quindi la combinazione delle sollecitazioni, è stata condotta considerando tre fasi distinte della vita dell'opera:

- Fase 1: in questa fase la struttura portante è data dalle sole membrature in acciaio, i carichi considerati sono il peso proprio della carpenteria metallica e della soletta.

- Fase 2: in questa fase la struttura portante è quella composta sia dalle travi in acciaio che dalla soletta e sono considerati tutti i carichi variabili comprese le variazioni termiche.
- Fase 3: in questa fase si considerano gli effetti della viscosità e del ritiro che si hanno a tempo infinito sulla struttura.

Per le verifiche in condizioni simiche si considera la seguente combinazione dei carichi:

$$S_{Sisma} = E_{(x,y)} + PPr op + G_1 + G_2 + \psi \cdot \varepsilon + \psi_{2i} \cdot Q_{k,i}$$

Con:

$E_{(x,y)}$ = azione sismica

$\psi_{2i} = 0.0$ come prescritto nel DM del 14-01-2008 # 5.1.3.8.

L'azione sismica è stata calcolata secondo le indicazioni del § 5.1.3.8 secondo il quale le masse associate ai carichi da traffico sono di regola nulle e dove si rimanda al § 3.2.4 solo in caso in casi particolari; i casi particolari indicati dalle Norme Tecniche sono ad esempio le zone di traffico intenso mentre secondo la EN-1998-2:2005 sono i ponti autostradali o le strade di importanza nazionale (si veda la Nota al § 4.1.2 (4)), tutti casi diversi dal manufatto in oggetto. I dati di traffico in possesso della committenza inoltre, evidenziano valori bassi del flusso di traffico per le opere in oggetto pertanto si ha una conferma sulla scelta di assumere come coefficiente di combinazione $\psi_{2i} = 0.0$ per la determinazione dell'azione sismica.

Nel § 2.5.3 si riporta la combinazione sismica da impiegare per le verifiche allo SLU e allo SLE e il coefficiente di combinazione da usare per i variabili è ψ_{2j} , tale coefficiente assume valore nullo per le azioni da traffico così come indicato nella Tabella 5.1.VI riportata nel § 5.1.3.12. Le indicazioni del § 5.1.3.8 sono congruenti con quanto riportato al § 5.1.3.12 e § 2.5.3.

Una norma di comprovata validità quale è l'Eurocodice 8 (EN-1998-2:2005) al § 4.1.2(1) e (4) indica che le azioni da considerare nella modellazione sismica sono quelle dei carichi permanenti assunti con i loro valori caratteristici e i carichi da traffico assunti con il loro valore quasi permanente uguale a $\psi_{2j} Q_{k,1}$ con $\psi_{2j} = 0$ per ponti con normali condizioni di traffico come è il caso del manufatto in questione; la stessa norma al § 5.5 (1) indica per la combinazione sismica di assumere il carico caratteristico dell'azione da traffico scalato con il fattore ψ_{2j} .

L'Appendice nazionale, contenente i parametri nazionali alla UNI-EN-1998 – 2 e approvata dal Consiglio

Superiore dei LL. PP. in data 24/09/2010, indica che per i ponti stradali il coefficiente ψ_{2j} ha generalmente valore nullo confermando quanto indicato nell'Eurocodice 8 e solo per ponti con severe condizioni di traffico, o dove esplicitamente richiesto, è da adottare $\psi_{2j} = 0.2$.

Anche la norma di comprovata validità quale è l'Eurocodice 0 (EN 1990 – Annesso A2) nella Tabella A2.1 riporta per la condizione quasi permanente il valore del coefficiente di combinazione $\psi_{2j} = 0$ per i carichi da traffico.

I valori contenuti in questa tabella sono suscettibili di possibili modifiche a livello nazionale ma nell'Appendice nazionale contenente i parametri nazionali all'Appendice A2 della UNI-EN-1990, approvata dal Consiglio Superiore dei LL. PP. in data 24/09/2010, si indica che i valori raccomandati sono proprio quelli riportati dalla tabella citata in precedenza.

Per l'analisi simica quindi non avendo avuto esplicitate richieste in merito al valore di ψ_{2j} , essendo in condizioni di carico non severe e sulla base delle indicazioni contenute nelle norme citate sopra è stato assunto il coefficiente $\psi_{2j} = 0$.

6.4. ANALISI DELLE SOLLECITAZIONI

Come accennato nel capitolo delle combinazioni di carico l'analisi strutturale dell'opera è stata eseguita considerando tre distinte fasi di vita del ponte a partire dal getto della soletta dell'impalcato:

- FASE 1 – la struttura portante dell'impalcato è rappresentata dalle sole membrature metalliche, il getto fresco della soletta rappresenta un carico;
- FASE 2 – la struttura portante è rappresentata sia dalle membrature metalliche che dalla soletta collaborante, si considerano tutti i carichi variabili di breve durata;
- FASE 3 – si considerano gli effetti a lungo termine a causa della viscosità e del ritiro del calcestruzzo della soletta collaborante, si considerano tutti i carichi di lunga durata.

Le azioni sollecitanti totali e le relative verifiche verranno condotte considerando i contributi delle tre fasi. Per poter considerare il diverso comportamento dell'opera durante le diverse condizioni sono stati implementati

tre diversi modelli caratterizzati da inerzie delle sezioni differenti in base al contributo che in quella specifica fase può dare la soletta gettata di calcestruzzo.

In ogni fase i carichi sull'opera sollecitano le strutture e le verifiche sono condotte sommando su ogni elemento le tensioni date da queste sollecitazioni per ciascuna fase.

6.4.1. SOLETTA DELL'IMPALCATO

Le azioni sollecitanti interne la soletta dell'impalcato sono state determinate mediante una modellazione agli elementi finiti di una porzione significativa del ponte. Tale modellazione permette infatti la determinazione delle azioni interne nelle due direzioni principali in particolar modo per i carichi variabili concentrati in fase 2.

Vengono analizzate di seguito le sezioni più significative maggiormente sollecitate e si riportano alcune immagini del sottomodello utilizzati per il calcolo delle sollecitazioni della soletta con l'involuppo del diagramma dei momenti flettenti sollecitanti:

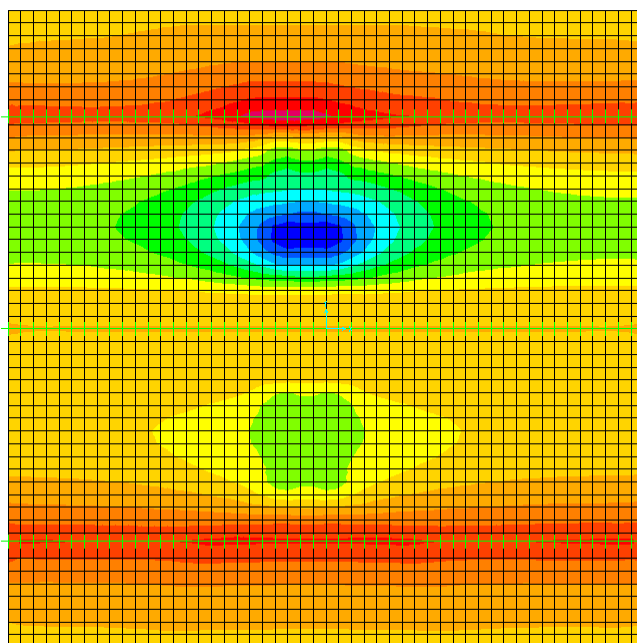


FIGURA 17 MOMENTO FLETTENTE - SOLLECITA LE FIBRE ORTOGOALI ALLE TRAVI PRINCIPALI

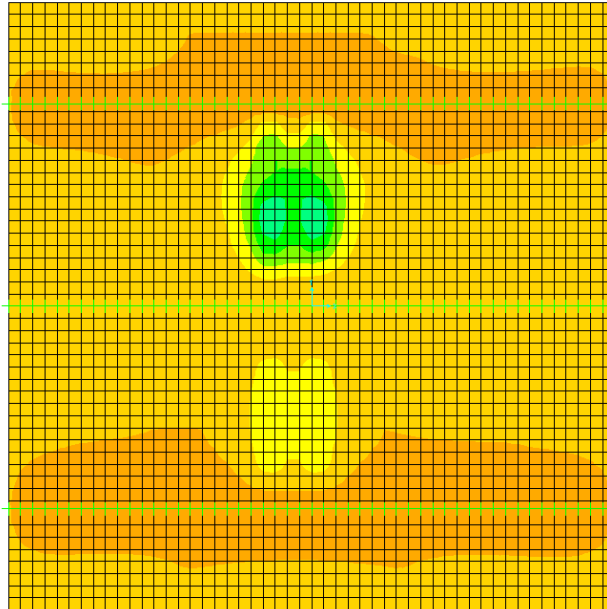


FIGURA 18 MOMENTO FLETTENTE - SOLLECITA LE FIBRE PARALLELE ALLE TRAVI PRINCIPALI

I momenti sono riportati con la seguente scala cromatica che ha per limite superiore e inferiore 140 kNm/m e -90 kNm/m rispettivamente.



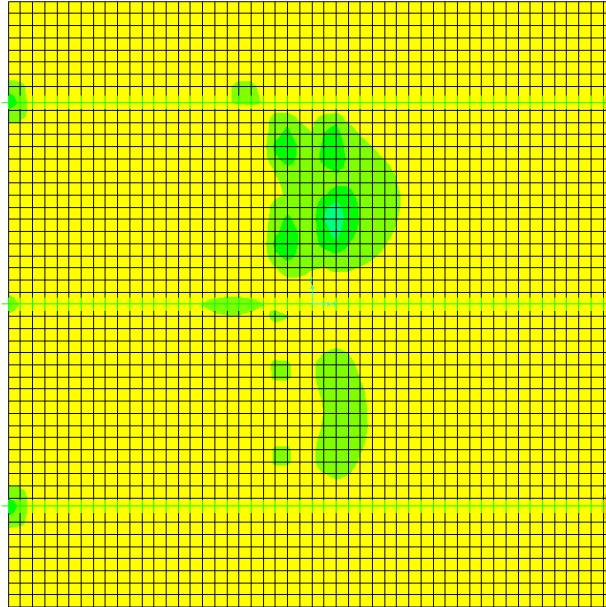


FIGURA 19 TAGLIO IN DIREZIONE VERTICALE LATO SEZIONE TRASVERSALE

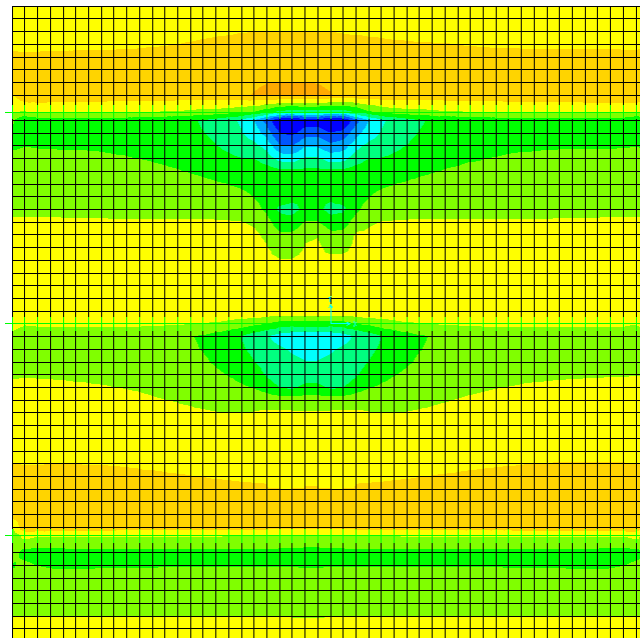


FIGURA 20 TAGLIO VERTICALE LATO SEZIONE LONGITUDINALE

I tagli sono riportati con la seguente scala cromatica che ha per limite superiore e inferiore 200 kN/m e -200 kN/m rispettivamente.



Le sollecitazioni sono state calcolate senza considerare alcuna diffusione dei carichi sulla soletta che si ha attraverso il manto che ricopre il cemento armato della soletta.

Si riportano i valori dell'involuppo delle sollecitazioni che si hanno sulla soletta gettata sopra le travi metalliche:

$$M_{Sd,trasv}^- = 86.5 \cdot \frac{kNm}{m}$$

$$M_{Sd,trasv}^+ = 130.7 \cdot \frac{kNm}{m}$$

$$M_{Sd,long}^- = 16.5 \cdot \frac{kNm}{m}$$

$$M_{Sd,long}^+ = 68.9 \cdot \frac{kNm}{m}$$

$$V_{Sd,trasv} = 211 \cdot \frac{kN}{m}$$

$$V_{Sd,long} = 85 \cdot \frac{kN}{m}$$

6.4.2. TRAVI METALLICHE PRINCIPALI

Le azioni sollecitanti interne le singole travi principali sono state determinate mediante lo sviluppo di tre modelli unifilari ciascuno relativo ad una precisa fase. I modelli si differenziano per la rigidità della soletta:

- FASE 1 – calcestruzzo fresco, modulo elastico nullo;
- FASE 2 – modulo di elasticità secante del calcestruzzo per azioni di breve durata;
- FASE 3 – modulo di elasticità del calcestruzzo ridotto per azioni permanenti.

La ridistribuzione delle azioni dall'impalcato alla singola trave metallica principale è stata determinata mediante lo studio della sezione trasversale sempre nelle 3 fasi sopra descritte. Nei modelli impiegati le travi principali sono state vincolate a terra mediante opportuni appoggi elastici al fine di schematizzare la rigidezza delle stesse travi principali.

La tensione sollecitante totale ciascun piatto metallico costituente la trave è quindi determinata sommando i contributi relativi alle 3 fasi di calcolo determinati come segue:

Sollecitazioni in fase 1:

- ***P Prop***: peso proprio delle strutture metalliche
- ***g₁*** : peso proprio della soletta
- ***Presoll***: deformazione impressa alle travi metalliche per evitare la trazione all'appoggio sulle spalle.

La combinazione ***env g₁+Presoll*** rappresenta l'involuppo dei contributi del peso proprio della soletta ***g₁*** e della deformata iniziale impressa ***Presoll***.

Sollecitazioni in fase 2:

- ***env q***: involuppo del carico distribuito da traffico combinato a scacchiera
- ***env Q_i***: involuppo del carico concentrato da traffico, combinato a scacchiera
- **ΔT** : variazioni termiche tra intradosso e estradosso del soppalco

Sollecitazioni in fase 3:

- ***g₂*** : permanenti portati;
- ***ε_2*** : permanenti portati;
- ***cv*** : cedimenti vincolari

La combinazione ***env g₂- ε_2 -cv*** rappresenta l'involuppo dei contributi dei permanenti portati, del ritiro e dei cedimenti vincolari.

Le sezioni analizzate per il calcolo delle sollecitazioni sono 9 e si trovano nei seguenti punti dell'opera:

- Sezione 1: appoggio sulla spalla
- Sezione 2: sul primo quarto della campata laterale
- Sezione 3: a metà della campata laterale
- Sezione 4: sul terzo quarto della campata laterale
- Sezione 5: appoggio sulla pila
- Sezione 6: sul primo ottavo della campata centrale
- Sezione 7: sul primo quarto della campata centrale
- Sezione 8: sul terzo ottavo della campata centrale
- Sezione 9: sulla mezzeria della campata centrale

Si riporta l'immagine del ponte con le sezioni considerate sul prospetto del ponte:

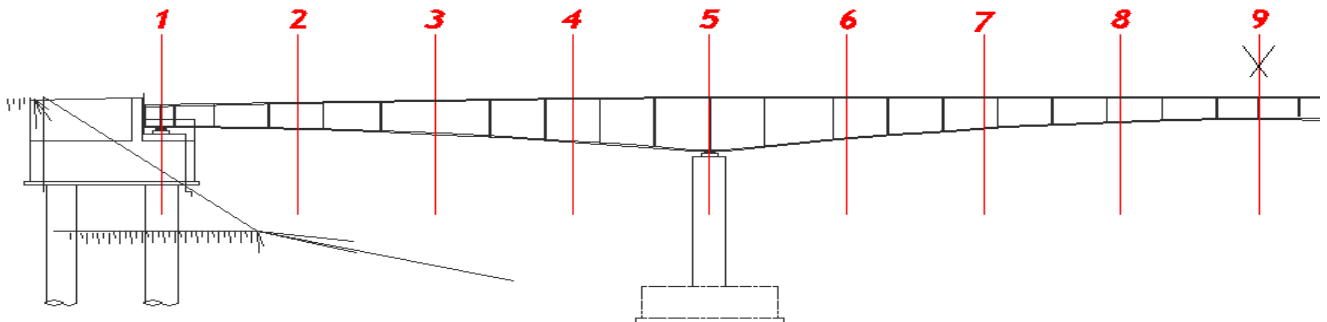


FIGURA 21 PROSPETTO DEL PONTE CON EVIDENZIATE LE SEZIONI DI ANALISI

Si riportano le tabelle delle sollecitazioni per ciascuna sezione considerata:

N° sezione di verifica	Fase considerata	distanza dal 1° appoggio	Condizione di carico	Taglio		Momento	
				Vmin	Vmax	Mmin	Mmax
[-]	[-]	[m]	[-]	KN	KN	KN-m	KN-m
1	1	0	P Prop	-64	-64	0	0
1	1	0	env g_{1+} Presoll	-293	-217	0	0
1	2	0	env q	-411	-202	0	0

1	2	0	env Q_i	-579	114	0	0
1	2	0	DT	-50	50	-1311	1311
1	3	0	env $g_2-\varepsilon_2$ -CV	-304	-228	1523	1828
N° sezione di verifica	Fase considerata	distanza dal 1° appoggio	Condizione di carico	Taglio		Momento	
[-]	[-]	[m]	[-]	Vmin	Vmax	Mmin	Mmax
2	1	8.75	P Prop	14	14	225	225
2	1	8.75	env g_{1+} Presoll	67	90	656	886
2	2	8.75	env q	-188	20	799	2621
2	2	8.75	env Q_i	-431	114	-994	3772
2	2	8.75	DT	-54	54	-983	983
2	3	8.75	env $g_2-\varepsilon_2$ -CV	-9	-8	2178	2736
N° sezione di verifica	Fase considerata	distanza dal 1° appoggio	Condizione di carico	Taglio		Momento	
[-]	[-]	[m]	[-]	Vmin	Vmax	Mmin	Mmax
3	1	17.5	P Prop	102	102	-278	-278
3	1	17.5	env g_{1+} Presoll	350	473	-1578	-1169
3	2	17.5	env q	34	242	-347	3298
3	2	17.5	env Q_i	-256	185	-1988	4488
3	2	17.5	DT	-60	60	-656	656
3	3	17.5	env $g_2-\varepsilon_2$ -CV	210	287	908	1072
N° sezione di verifica	Fase considerata	distanza dal 1° appoggio	Condizione di carico	Taglio		Momento	
[-]	[-]	[m]	[-]	Vmin	Vmax	Mmin	Mmax
4	1	26.25	P Prop	201	201	-1597	-1597
4	1	26.25	env g_{1+} Presoll	634	856	-7390	-5474
4	2	26.25	env q	256	464	-3437	2029
4	2	26.25	env Q_i	-110	360	-2982	2875
4	2	26.25	DT	-64	64	-328	328
4	3	26.25	env $g_2-\varepsilon_2$ -CV	428	582	-3275	-2177
N° sezione di verifica	Fase considerata	distanza dal 1° appoggio	Condizione di carico	Taglio		Momento	
[-]	[-]	[m]	[-]	Vmin	Vmax	Mmin	Mmax
5	1	35	P Prop	309	309	-3819	-3819
5	1	35	env g_{1+} Presoll	917	1238	-16551	-12260
5	2	35	env q	434	642	-7310	-385
5	2	35	env Q_i	17	597	-3976	-229
5	2	35	DT	-67	67	-13	13
5	3	35	env $g_2-\varepsilon_2$ -CV	647	878	-10042	-7340
N° sezione di verifica	Fase considerata	distanza dal 1° appoggio	Condizione di carico	Taglio		Momento	
[-]	[-]	[m]	[-]	Vmin	Vmax	Mmin	Mmax
6	1	43.375	P Prop	-253	-253	-1271	-1271

6	1	43.375	env g_{1+} Presoll	-1099	-814	-5813	-4306
6	2	43.375	env q	-671	0	-1959	-1183
6	2	43.375	env Q_i	-563	9	-1510	2297
6	2	43.375	DT	-8	8	-98	98
6	3	43.375	env $g_{2-\varepsilon_2}$ -CV	-848	-628	-1921	-1339
N° sezione	Fase	distanza dal	Condizione	Taglio		Momento	
di verifica	considerata	1° appoggio	di carico	Vmin	Vmax	Mmin	Mmax
[-]	[-]	[m]	[-]	KN	KN	KN-m	KN-m
7	1	51.75	P Prop	-159	-159	449	449
7	1	51.75	env g_{1+} Presoll	-733	-543	1375	1857
7	2	51.75	env q	-459	0	-1183	2772
7	2	51.75	env Q_i	-487	53	-1215	4584
7	2	51.75	DT	-7	7	-197	197
7	3	51.75	env $g_{2-\varepsilon_2}$ -CV	-565	-419	2853	3887
N° sezione	Fase	distanza dal	Condizione	Taglio		Momento	
di verifica	considerata	1° appoggio	di carico	Vmin	Vmax	Mmin	Mmax
[-]	[-]	[m]	[-]	KN	KN	KN-m	KN-m
8	1	60.125	P Prop	-75	-75	1422	1422
8	1	60.125	env g_{1+} Presoll	-366	-271	4784	6459
8	2	60.125	env q	-246	0	-1183	5722
8	2	60.125	env Q_i	-401	129	-921	6094
8	2	60.125	DT	-5	5	-295	295
8	3	60.125	env $g_{2-\varepsilon_2}$ -CV	-283	-209	5318	7301
N° sezione	Fase	distanza dal	Condizione	Taglio		Momento	
di verifica	considerata	1° appoggio	di carico	Vmin	Vmax	Mmin	Mmax
[-]	[-]	[m]	[-]	KN	KN	KN-m	KN-m
9	1	68.5	P Prop	0	0	1728	1728
9	1	68.5	env g_{1+} Presoll	0	0	5921	7993
9	2	68.5	env q	-33	0	-1183	6891
9	2	68.5	env Q_i	-308	215	-627	6614
9	2	68.5	DT	-3	3	-393	393
9	3	68.5	env $g_{2-\varepsilon_2}$ -CV	0	0	6031	8348

Per comodità di implementazione le condizioni di carico env g_{1+} Presolle env $g_{2-\varepsilon_2}$ -CV sono riportate già considerando i fattori parziali di sicurezza sui casi di carico.

Si riportano le sollecitazioni allo stato limite ultimo per ciascuna sezioni in ogni fase combinando i contributi riportati sopra:

FASE 1				
	Vmin	Vmax	Mmin	Mmax
	KN	KN	KN-m	KN-m
Sezione 1	-356	-281	0	0
Sezione 2	81	104	880	1110
Sezione 3	453	575	-1856	-1447
Sezione 4	834	1056	-8987	-7071
Sezione 5	1226	1547	-20370	-16079
Sezione 6	-1352	-1067	-7084	-5577
Sezione 7	-892	-702	1824	2305
Sezione 8	-441	-346	6206	7880
Sezione 9	0	0	7648	9721
FASE 2				
	Vmin	Vmax	Mmin	Mmax
	KN	KN	KN-m	KN-m
Sezione 1	-1396	11	-1573	1573
Sezione 2	-901	244	-1723	9811
Sezione 3	-385	649	-3938	11297
Sezione 4	32	1189	-9059	7014
Sezione 5	528	1753	-15251	-814
Sezione 6	-1676	20	-4801	2035
Sezione 7	-1285	80	-3474	10167
Sezione 8	-879	179	-3195	16306
Sezione 9	-464	294	-2916	18703
FASE3				
	Vmin	Vmax	M3,min	M3,max
	KN	KN	KN-m	KN-m
Sezione 1	-304	-228	1523	1828
Sezione 2	-9	-8	2178	2736
Sezione 3	210	287	908	1072
Sezione 4	428	582	-3275	-2177
Sezione 5	647	878	-10042	-7340
Sezione 6	-848	-628	-1921	-1339
Sezione 7	-565	-419	2853	3887
Sezione 8	-283	-209	5318	7301
Sezione 9	0	0	6031	8348

Si riportano le sollecitazioni delle sezioni per le verifica a fatica:

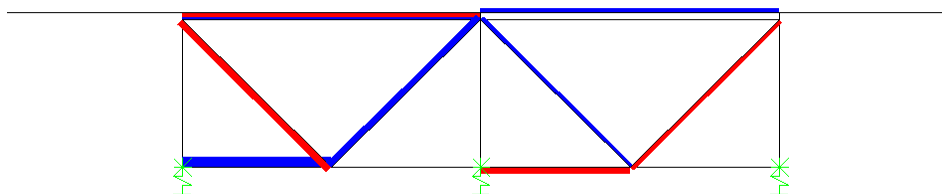
	FATICA			
	Vmin	Vmax	Mmin	Mmax
	KN	KN	KN-m	KN-m
Sezione 1	-528	19	0	0
Sezione 2	-358	85	-456	3427
Sezione 3	-169	202	-1496	4131
Sezione 4	0	391	-3118	2621
Sezione 5	142	610	-4976	-276
Sezione 6	-595	6	-1645	1253
Sezione 7	-479	37	-1206	4041
Sezione 8	-354	90	-1000	5983
Sezione 9	-226	151	-794	6697

6.4.3. DIAFRAMMI METALLICI TRASVERSALI

Le azioni sollecitanti interne ai diaframmi trasversali di collegamento tra le travi principali sono stati determinati per mezzo dello studio della sezione trasversale sempre nelle 3 fasi sopra descritte. Nei modelli impiegati le travi principali sono state vincolate a terra mediante opportuni appoggi elastici al fine di schematizzare la rigidezza delle stesse travi principali.

La tensione sollecitante totale ciascun piatto metallico costituente la trave è quindi determinata sommando i contributi relativi alle 3 fasi di calcolo combinandoli con lo stesso criterio adottato per le travi principali.

Si riportano i valori delle sollecitazioni massime dei traversi e delle diagonali e il diagramma delle azioni assiali per alcune condizioni di carico allo scopo di illustrare come lavorano i diaframmi:



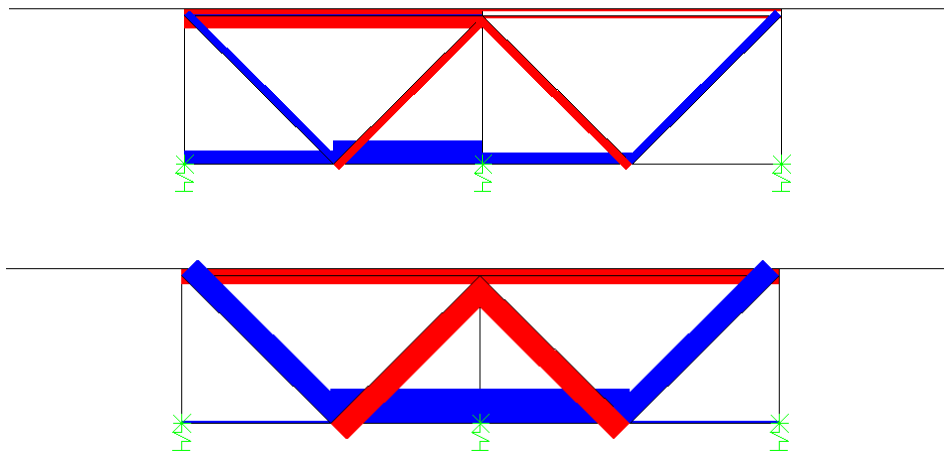


FIGURA 22 DIAGRAMMI AZIONE ASSIALE DEI DIAFRAMMI RETICOLARI

Il valore massimo delle sollecitazioni assiali dei diaframmi reticolari derivante dall'involuppo delle combinazioni allo stato limite ultimo sono:

$$N_{traverso\ superiore} = \pm 417 \cdot kN$$

$$N_{diagonali} = \pm 749 \cdot kN$$

$$N_{traverso\ inferiore} = 589 \cdot kN$$

6.4.4. SPALLE

Oltre ai carichi trasmessi dall'impalcato, le spalle risultano sollecitate orizzontalmente sia dalla spinta del terreno che dai carichi presenti sul terreno stesso.

La spalla è composta da una platea di base 5.6 m x 19.6 spessore 2 m sostenuta da 10 pali trivellati di diametro 120 cm..

La spalla deve resistere alle forze verticali dovute al peso del ponte e dei carichi sul suo impalcato oltre alle forze orizzontali dovute al sisma, al frenamento e all'accelerazione dei mezzi e al vento. Le sollecitazioni verticali e le spinte orizzontali parallele all'asse del ponte sono considerate per le verifiche di ribaltamento, le forze orizzontali ortogonali all'asse del ponte sono considerate per le verifiche alla traslazione che verranno

esplicitate nel paragrafo dei pali. Si riportano le azioni considerate nelle verifiche sotto facendo riferimento allo schema seguente:

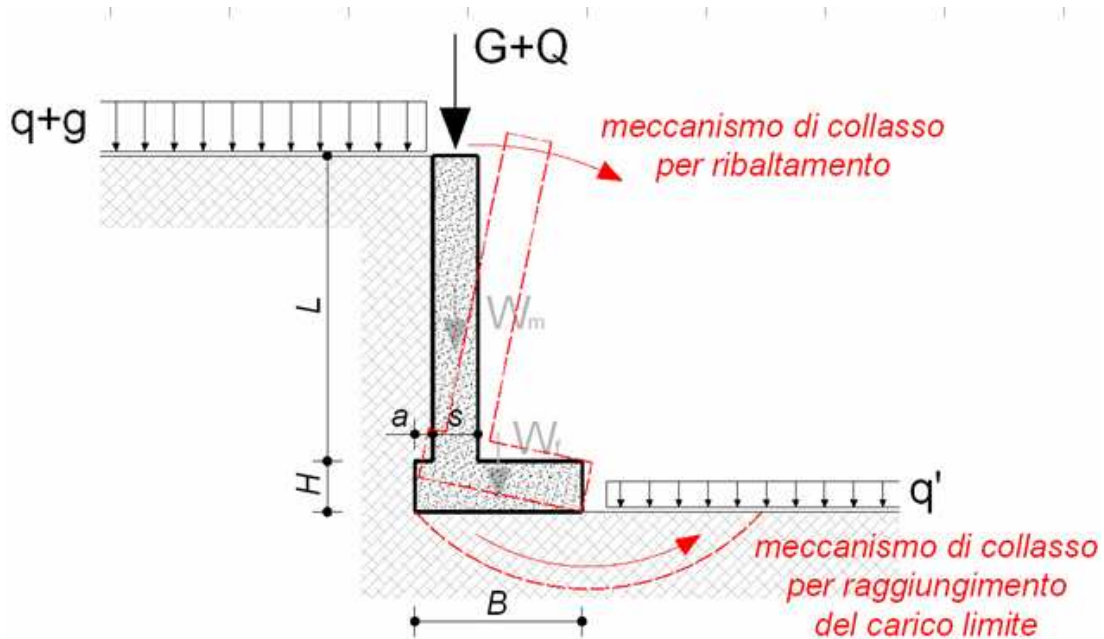


FIGURA 23 SCHEMA DELLE AZIONI

$a_g =$	0.265	g
$S =$	1.309	-
$a_{max} =$	0.347	g
$\gamma_{terreno} =$	19.5	kN/mc
$\theta A1 =$	38.0	°
$\theta A1 =$	0.663	rad
$\theta A2 =$	32.0	°
$\theta A2 =$	0.559	rad
$k_a A1 =$	0.238	-
$k_a A2 =$	0.307	-
$k_0 A1 =$	0.384	-
$k_0 A2 =$	0.470	-
$g =$	7	kN/mq
$q =$	30	kN/mq
$G_{max} =$	1524	kN
$Q_{max} =$	2982	kN

Fh sisma ±	1421	kN
Fh fren ±	729.9	kN

Le forze verticali derivano dai modelli di calcolo della struttura superiore del manufatto, le spinte orizzontali del sisma sono esplicitate nell'ultimo capitolo relativo al dimensionamento degli appoggi (le forze orizzontali del vento risultano meno gravose del sisma pertanto non sono riportate).

Per il calcolo delle spinta del terreno a tergo del muro si utilizza la formulazione di Mononobe- Okabe la quale per il manufatto oggetto della presente relazione prevede un coefficiente di spinta attiva pari a:

$$k_a = 0.544$$

$$k_{a,progetto} = 0.571$$

Per quanto riguarda i parametri utilizzati in condizione sismica si precisa che l'influenza del coefficiente sismico verticale K_v sul valore finale della spinta orizzontale secondo la formulazione di Mononobe- Okabe è di modesta entità, in ragione di tale considerazione è stato considerato un unico coefficiente di spinta in condizioni sismica incrementato del 5% rispetto al caso $k_v=0$, mentre si considera K_v per quanto riguarda le azioni inerziali innescate dai pesi propri degli elementi.

Si calcola la forza inerziale orizzontale e verticale che si ha a tergo del muro dovuta al sisma come percentuale del peso del volume potenzialmente instabile che in questo caso si assume pari al cuneo in stato di equilibrio limite attivo. Le spinte del cuneo di terreno dietro al muro sono date da:

$$F_h = k_h \cdot W$$

$$F_v = k_v \cdot W$$

con

$$W = Vol \cdot \gamma = 2021 \cdot kN$$

$$k_h = \beta \cdot \frac{a_{max}}{g} = \beta \cdot \frac{S_s \cdot S_T \cdot a_g}{g} = 0.347$$

$$k_v = \pm 0.5 \cdot k_h$$

La spinta attiva del terreno per la combinazione M1 è data dall'espressione:

$$\sigma_{H,a} = k_a \cdot \sigma_v = \frac{1 - \text{sen} \cdot \phi}{1 + \text{sen} \cdot \phi} \cdot (z \cdot \gamma)$$

Con $\phi_{M1} = 38^\circ$ e con $\gamma = 19.5 \text{ kN/m}^3$:

$$\sigma_{H,a} = k_a \cdot \sigma_v = \frac{1 - \text{sen} \cdot \phi}{1 + \text{sen} \cdot \phi} \cdot (z \cdot \gamma) = \frac{1 - \text{sen} \cdot 38}{1 + \text{sen} \cdot 38} \cdot 19.5 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} \cdot z = 0.238 \cdot 19.5 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} \cdot z = 4.64 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \cdot z$$

Questa forza agisce ad un terzo della profondità considerata.

La spinta attiva del terreno per la combinazione M2 è data dall'espressione:

$$\sigma_{H,a} = k_a \cdot \sigma_v = \frac{1 - \text{sen} \cdot \phi}{1 + \text{sen} \cdot \phi} \cdot (z \cdot \gamma)$$

Con $\phi_{M2} = 32^\circ$ e con $\gamma = 19.5 \text{ kN/m}^3$:

$$\sigma_{H,a} = k_a \cdot \sigma_v = \frac{1 - \text{sen} \cdot \phi}{1 + \text{sen} \cdot \phi} \cdot (z \cdot \gamma) = \frac{1 - \text{sen} \cdot 32}{1 + \text{sen} \cdot 32} \cdot 19.5 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} \cdot z = 0.307 \cdot 19.5 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} \cdot z = 5.99 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \cdot z$$

Questa forza agisce ad un terzo della profondità considerata.

La spinta a riposo del terreno per la combinazione M1 è data dall'espressione:

$$\sigma_{H,a} = k_0 \cdot \sigma_v = 1 - \text{sen} \cdot \phi \cdot (z \cdot \gamma)$$

Con $\phi_{M1} = 38^\circ$ e con $\gamma = 19.5 \text{ kN/m}^3$:

$$\sigma_{H,a} = k_a \cdot \sigma_v = 1 - \text{sen} \cdot \phi \cdot (z \cdot \gamma) = 1 - \text{sen} \cdot 38 \cdot 19.5 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} \cdot z = 0.384 \cdot 19.5 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} \cdot z = 7.49 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \cdot z$$

Questa forza agisce ad un terzo della profondità considerata.

La spinta a riposo del terreno per la combinazione M2 è data dall'espressione:

$$\sigma_{H,a} = k_a \cdot \sigma_v = 1 - \sin \cdot \phi \cdot (z \cdot \gamma)$$

Con $\phi_{M2} = 32^\circ$ e con $\gamma = 19.5 \text{ kN/m}^3$:

$$\sigma_{H,a} = k_a \cdot \sigma_v = 1 - \sin \cdot \phi \cdot (z \cdot \gamma) = 1 - \sin \cdot 32 \cdot 19.5 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} \cdot z = 0.470 \cdot 19.5 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} \cdot z = 9.17 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \cdot z$$

Questa forza agisce ad un terzo della profondità considerata.

Il permanente portato g e i variabili q sul piano campagna producono una forza orizzontale su una striscia di un metro di muro pari a:

Combinazione M1 – spinta attiva:

$$g_{muro} = k_a \cdot g = 0.238 \cdot 7 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} = 1.67 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

$$q_{muro} = k_a \cdot q = 0.238 \cdot 30 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} = 7.14 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

Combinazione M1 – spinta a riposo

$$g_{muro} = k_a \cdot g = 0.384 \cdot 7 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} = 2.69 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

$$q_{muro} = k_a \cdot q = 0.384 \cdot 30 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} = 11.52 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

Queste due forze agiscono a metà della profondità considerata.

Combinazione M2 – spinta attiva:

$$g_{muro} = k_a \cdot g = 0.283 \cdot 7 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} = 1.98 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

$$q_{muro} = k_a \cdot q = 0.283 \cdot 30 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} = 8.49 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

Combinazione M2 – spinta a riposo:

$$g_{muro} = k_a \cdot g = 0.470 \cdot 7 \cdot \frac{kN}{m^2} = 3.29 \cdot \frac{kN}{m^2}$$

$$q_{muro} = k_a \cdot q = 0.470 \cdot 30 \cdot \frac{kN}{m^2} = 14.10 \cdot \frac{kN}{m^2}$$

Queste due forze agiscono a metà della profondità considerata.

Si assume la spinta attiva o a riposo nel caso in cui le pressioni generino un momento ribaltante concorde o discorde alle forze derivanti dall'impalcato.

Si riportano ora gli stati di sollecitazione considerati per le verifiche:

SLU - Statico		
A1 - Nmax	N =	19632 kN
	M =	9284 kNm
	V =	3501 kN
A1 - Nmin	N =	9694 kN
	M =	1239 kNm
	V =	1725 kN
A2 - Nmax	N =	15786 kN
	M =	9038 kNm
	V =	3505 kN
A2 - Nmin	N =	9694 kN
	M =	1658 kNm
	V =	1622 kN
SLU - Sisma		
	N =	9694 kN
	Mneg =	-3482 kNm
	V =	1421 kN
	N =	9694 kN
	Mpos =	11596 kNm
	V =	4951 kN

La spalla appoggia su 10 pali di diametro 1.2 m e profondi 33 m disposti su due file da 5 distanti tra loro 4.8 m diametri longitudinalmente e 3.8 diametri trasversalmente. Si riportano le sollecitazioni assiali massime per le sei combinazioni riportate sopra:

A1 - Nmax:

$$N_{sd} = 2479 \cdot kN$$

$$V_{sd} = 350.1 \cdot kN$$

A1 - Nmin:

Caso non significativo, sforzi minori del caso precedente.

A2 - Nmax:

$$N_{sd} = 2081 \cdot kN$$

$$V_{sd} = 350.5 \cdot kN$$

A2 - Nmin:

Caso non significativo, sforzi minori del caso precedente.

Sisma - Mneg:

$$N_{sd} = 1163 \cdot kN \text{ per 5 pali}$$

$$N_{sd} = 776 \cdot kN \text{ per 5 pali}$$

$$V_{sd} = 142.1 \cdot kN$$

Sisma - Mpos:

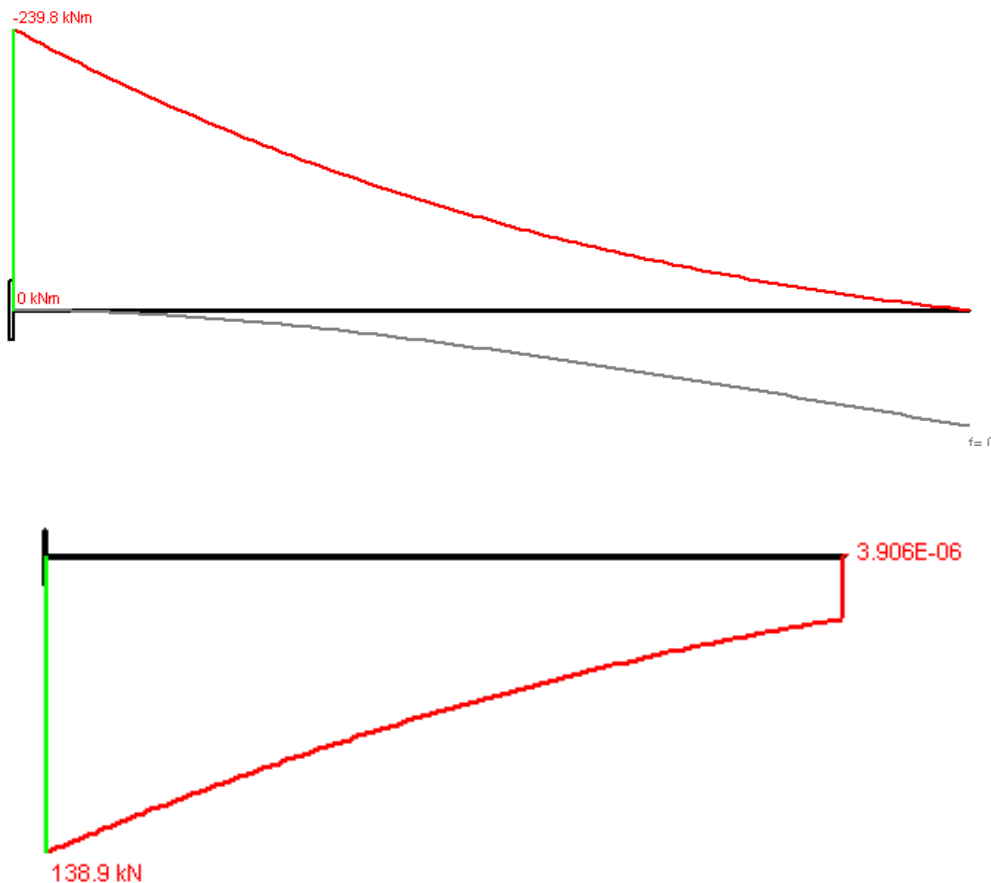
$$N_{sd} = 325 \cdot kN \text{ per 5 pali}$$

$$N_{sd} = 1614 \cdot kN \text{ per 5 pali}$$

$$V_{sd} = 495.1 \cdot kN$$

6.4.5. PARAGHIAIA

Sopra le zattere delle spalle si trova un muro paraghiaia alto circa 3.15 m e spesso 60 cm. Si riporta il diagramma del momento e del taglio sollecitanti allo stato limite ultimo calcolati con i valori di pressione del terreno a tergo indicati nel capitolo precedente:



6.4.6. PILE

Le forze verticali riportate successivamente derivano dai modelli di calcolo della struttura superiore del manufatto, le spinte orizzontali del sisma sono esplicitate nell'ultimo capitolo relativo al dimensionamento degli appoggi (le forze orizzontali del vento risultano meno gravose del sisma pertanto non sono riportate).

Le pile sono soggette alle seguenti sollecitazioni:

A1 - Nmax:

$$N_{Sd} = 38545 \cdot kN$$

$$M_{Sd,long} = 1750 \cdot kN$$

$$M_{Sd,trasv} = 3500 \cdot kN$$

$$V_{Sd,long} = 500 \cdot kN$$

$$V_{Sd,trasv} = 1000 \cdot kN$$

A1 - Nmin:

Caso non significativo, sforzi minori del caso precedente.

A2 - Nmax:

$$N_{Sd} = 31228 \cdot kN$$

$$M_{Sd,long} = 1750 \cdot kN$$

$$M_{Sd,trasv} = 3500 \cdot kN$$

$$V_{Sd,long} = 500 \cdot kN$$

$$V_{Sd,trasv} = 1000 \cdot kN$$

A2 - Nmin:

Caso non significativo, sforzi minori del caso precedente.

Sisma base pila

$$N_{Sd} = 16079 \cdot kN$$

$$V_{Sd,trasv} = 849 \cdot kN$$

$$M_{Sd,trasv} = 4769 \cdot kNm$$

$$V_{Sd,long} = 2829 \cdot kN$$

$$M_{Sd,long} = 15895 \cdot kNm$$

Sisma base zattera

$$N_{Sd} = 22309 \cdot kN$$

$$V_{Sd,trasv} = 1432 \cdot kN$$

$$M_{Sd,trasv} = 7049 \cdot kNm$$

$$V_{Sd,long} = 4772 \cdot kN$$

$$M_{Sd,long} = 23496 \cdot kNm$$

Si riporta la sollecitazione su ciascuno dei 10 pali da 1.2 m di diametro e 46 m di lunghezza:

A1 - Nmax:

$$N_{Sd} = 4030 \cdot kN$$

$$V_{Sd} = 112 \cdot kN$$

A2 - Nmax:

$$N_{sd} = 3298 \cdot kN$$

$$V_{sd} = 112 \cdot kN$$

Sisma

$$N_{sd} = 3693 \cdot kN \text{ di compressione massima}$$

$$N_{sd} = 769 \cdot kN \text{ di compressione minima}$$

$$V_{sd} = 498 \cdot kN$$

6.5. DIMENSIONAMENTO DEGLI ELEMENTI

L'analisi strutturale dell'opera è stata eseguita considerando tre distinte fasi di vita del ponte a partire dal getto della soletta dell'impalcato:

- FASE 0 – la struttura portante dell'impalcato è rappresentata dalle sole membrature metalliche, il getto fresco della soletta rappresenta un carico;
- FASE 1 – la struttura portante è rappresentata sia dalle membrature metalliche che dalla soletta collaborante, si considerano tutti i carichi variabili di breve durata;
- FASE 2 – si considerano gli effetti a lungo termine a causa della viscosità e del ritiro del calcestruzzo della soletta collaborante, si considerano tutti i carichi di lunga durata.

Le azioni sollecitanti totali e le relative verifiche verranno condotte considerando i contributi delle tre fasi.

6.5.1. SOLETTA DELL'IMPALCATO

Si verifica di seguito la resistenza della soletta confrontando le azioni sollecitanti con quelle resistenti in termini di momento flettente e di taglio nelle sezioni significative che sono la mezzeria della soletta tra una trave metallica e l'altra e la base dello sbalzo in prossimità della trave laterale.

Si riportano i valori dell'involuppo delle sollecitazioni:

$$M_{Sd,transv}^- = 86.5 \cdot \frac{kNm}{m}$$

$$M_{Sd,transv}^+ = 130.7 \cdot \frac{kNm}{m}$$

$$M_{Sd,long}^- = 16.5 \cdot \frac{kNm}{m}$$

$$M_{Sd,long}^+ = 68.9 \cdot \frac{kNm}{m}$$

$$V_{Sd,transv} = 211 \cdot \frac{kN}{m}$$

$$V_{Sd,long} = 85 \cdot \frac{kN}{m}$$

Verifiche a flessione all'attacco dello sbalzo:

La soletta considerata nel calcolo della resistenza è spessa 28 cm (lastra predalle da 9 cm più getto integrativo di 19 cm); è stato trascurato lo strato superiore della soletta gettato per dare la pendenza necessaria all'impalcato.

L'armatura all'attacco dello sbalzo è costituita da:

Armatura trasversale: barre superiori 3ø20/m compresi nei tralicci delle lastre

barre superiori 5ø16/m

barre inferiori 6ø20/m comprese nei tralicci delle lastre

barre diagonali dei tralicci 6 file ø12/20

Armature longitudinale: barre superiori 5ø14/m

barre inferiori 5ø16/m

Si riporta il dominio di resistenza all'attacco dello sbalzo delle sezioni trasversali e longitudinali:

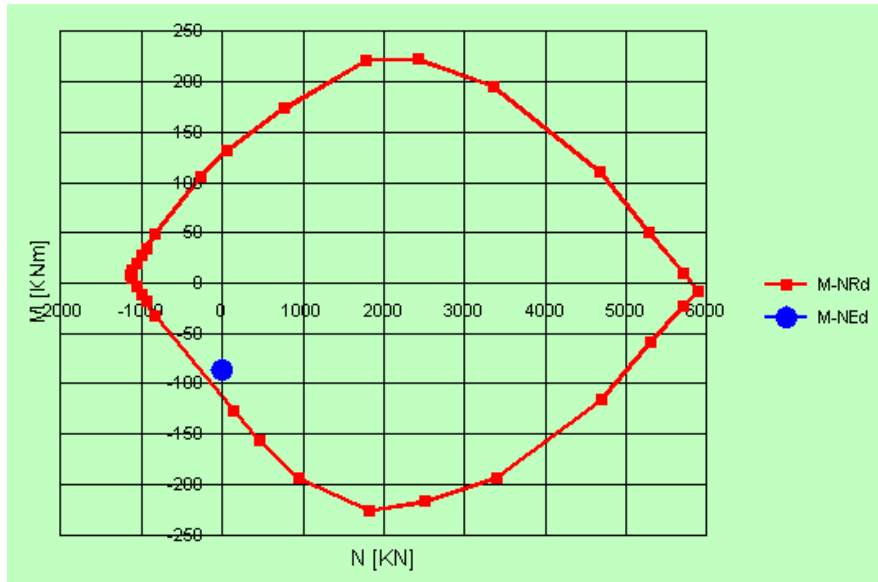


FIGURA 24 DOMINIO RESISTENTE SEZIONE TRASVERSALE ATTACCO DELLO SBALZO

$$M_{Sd,transv}^- < M_{Rd,transv}^- = -129.3 \cdot \frac{kNm}{m}$$

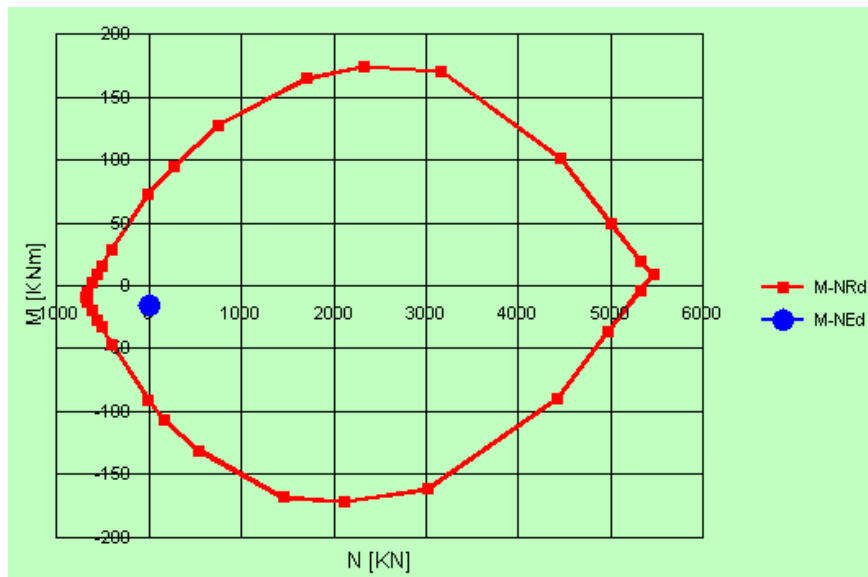


FIGURA 25 DOMINIO RESISTENTE SEZIONE LONGITUDINALE ATTACCO DELLA SBALZO

$$M_{Sd,long}^- < M_{Rd,long}^- = 91.35 \cdot \frac{kNm}{m}$$

Verifiche a flessione tra le travi metalliche:

La soletta considerata nel calcolo della resistenza è spessa 28 cm (lastra predalle da 9 cm più getto integrativo di 19 cm); è stato trascurato lo strato superiore della soletta gettato per dare la pendenza necessaria all'impalcato.

L'armatura della soletta in campata tra una trave e l'altra è costituita da:

Armatura trasversale: barre superiori 3 \varnothing 20/m compresi nei tralicci delle lastre
barre superiori 5 \varnothing 16/m
barre inferiori 6 \varnothing 20/m comprese nei tralicci delle lastre
barre diagonali dei tralicci 6 file \varnothing 12/20

Armature longitudinale: barre superiori 5 \varnothing 14/m
barre inferiori 5 \varnothing 16/m

Si riporta il dominio di resistenza all'attacco delle sbalzo delle sezioni trasversali e longitudinali:

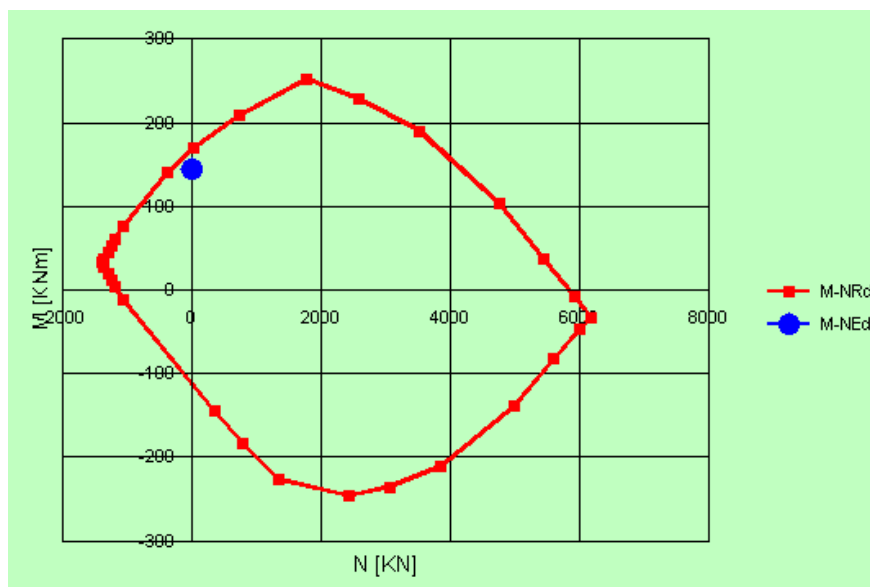


FIGURA 26 DOMINIO RESISTENTE SEZIONE TRASVERSALE CAMAPATA SOLETTA

$$M_{Sd,transv}^+ < M_{Rd,transv}^+ = 167.9 \cdot \frac{kNm}{m}$$

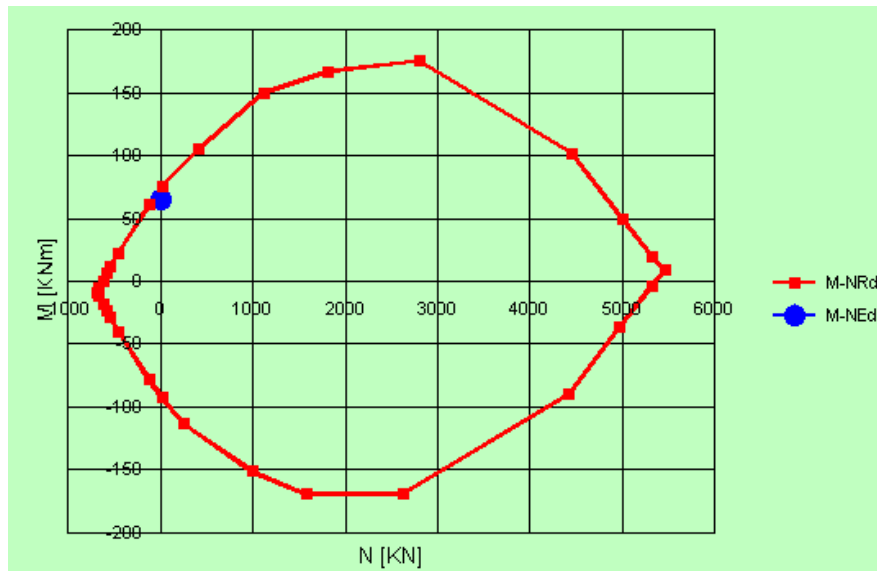


FIGURA 27 DOMINIO RESISTENTE SEZIONE LONGITUDINALE CAMAPATA SOLETTA

$$M_{Sd,long}^+ < M_{Rd,long}^+ = 73.94 \cdot \frac{kNm}{m}$$

Verifiche a taglio trasversale:

Per la verifica del taglio su utilizza l'espressione indicata nel DM del 14-01-2008 per sezioni armate con armature trasversali date dalle diagonali del traliccio, si riporta una sintesi del calcolo del taglio resistente:

$$\begin{aligned} A_{sw} &= 3917.8 \text{ mm}^2/\text{m} \\ \rho_w &= 0.00392 \text{ -} \\ A_{sw \text{ min}} &= 1500.0 \text{ mm}^2/\text{m} \\ \rho_{w \text{ min}} &= 0.0015 \text{ -} \\ \text{inclinazione bielle } \Theta &= 22 \text{ }^\circ \\ \tan \Theta &= 0.404 \text{ -} \\ \cot \Theta &= 2.475 \text{ -} \\ \cot \alpha &= 0.58 \\ V_{rsd} &= 505.39 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$V_{rsc} = 559.25 \text{ kN}$$

$$V_{rd} = \mathbf{505.39} \text{ kN}$$

$$V_{Rd,trasv} = 505.39 \cdot \frac{kN}{m}$$

Verifiche a taglio longitudinale

Per la verifica del taglio longitudinale si utilizza l'espressione indicata nel DM del 14-01-2008 per sezioni prive di armature trasversali, si riporta una sintesi del calcolo del taglio resistente:

$$k = 2.000$$

$$\sigma = 0 \text{ Mpa}$$

$$k_1 = 0.15 \text{ -}$$

$$v_{min} = 0.560 \text{ Mpa}$$

$$V_{rd,min} = 89.60 \text{ kN}$$

$$V_{rd} = \mathbf{104.42} \text{ kN}$$

$$V_{Rd,trasv} = 104.4 \cdot \frac{kN}{m}$$

Verifiche a fessurazione

Verifiche sezione in campata tra le travi metalliche – combinazione frequente

Si riportano le verifiche di fessurazione allo stato limite di esercizio per la combinazione frequente in cui la soletta è sollecitata trasversalmente da un momento di $M_{sd,trasv} = 75 \text{ kNm}$ e longitudinalmente da un momento di $M_{sd,long} = 45 \text{ kNm}$.

Verifica della fessurazione in senso longitudinale:

Il momento di prima fessurazione vale 56.51 kNm pertanto non si hanno fessurazioni in senso longitudinale.

Verifica della fessurazione in senso trasversale:

	$k_t =$	0.6	
	$h_{c,eff} =$	63.7	mm
	$A_{c,eff} =$	63667	mmq
	$\rho_{p,eff} =$	0.030	
	$\alpha_e =$	6.061	
	$(\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm}) =$	0.0006	
spaziatura orizzontale barre (baricentrico) =		100	mm
limite normativo del campo		225	mm
per barre ad aderenza migliorata $k_1 =$		0.8	
per flessione $k_2 =$		0.5	
	$k_3 =$	3.4	
	$k_4 =$	0.425	
distanza tra le fessure $s_{r,max} =$		234	mm
ampiezza caratteristica fessure $w_k =$		0.144	mm
ampiezza delle fessure $w_m =$		0.245	mm

L'ampiezza delle fessure per la combinazione frequente è inferiore del limite previsto (per ampiezza limite relativa alla classe di esposizione si rimanda al capitolo 4.2)

Verifiche sezione in campata tra le travi metalliche – combinazione quasi permanente

Si riportano le verifiche di fessurazione allo stato limite di esercizio per la combinazione quasi permanente in cui la soletta è sollecitata trasversalmente da un momento di circa 9 kNm/m e longitudinalmente da un momento di 8 kNm/m

Verifica della fessurazione in senso longitudinale:

Il momento di prima fessurazione vale 56.51 kNm pertanto non si hanno fessurazioni in senso longitudinale.

Verifica della fessurazione in senso trasversale

Il momento di prima fessurazione vale 66.23 kNm pertanto non si hanno fessurazioni in senso trasversale.

Verifiche sezione all'attacco dello sbalzo – combinazione frequente

Si riportano le verifiche di fessurazione allo stato limite di esercizio per la combinazione frequente in cui la soletta all'attacco dello sbalzo è sollecitata trasversalmente da un momento di 67 kNm/m e longitudinalmente da un momento di 22 kNm/m.

Verifica della fessurazione in senso longitudinale:

Il momento di prima fessurazione vale 56.51 kNm pertanto non si hanno fessurazioni in senso longitudinale.

Verifica della fessurazione in senso trasversale

$k_t =$	0.6	
$h_{c,ef} =$	66.9	mm
$A_{c,eff} =$	66916	mm ²
$\rho_{p,eff} =$	0.029	
$\alpha_e =$	6.061	
$(\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm}) =$	0.0005	
spaziatura orizzontale barre (baricentrico) =	100	mm
limite normativo del campo	340	mm
per barre ad aderenza migliorata $k_1 =$	0.8	
per flessione $k_2 =$	0.5	
$k_3 =$	3.4	
$k_4 =$	0.425	
distanza tra le fessure $s_{r,max} =$	298	mm
ampiezza caratteristica fessure $w_k =$	0.276	mm
ampiezza delle fessure $w_m =$	0.6	mm

L'ampiezza delle fessure per la combinazione frequente è inferiore del limite previsto (per ampiezza limite relativa alla classe di esposizione si rimanda al capitolo 4.2)

Verifiche sezione all'attacco dello sbalzo – quasi permanente

Si riportano le verifiche di fessurazione allo stato limite di esercizio per la combinazione quasi permanente in cui la soletta all'attacco dello sbalzo è sollecitata trasversalmente da un momento di 43 kNm/m e longitudinalmente da un momento di 8 kNm/m

Verifica della fessurazione in senso longitudinale:

Il momento di prima fessurazione vale 56.51 kNm pertanto non si hanno fessurazioni in senso longitudinale.

Verifica della fessurazione in senso trasversale

Il momento di prima fessurazione vale 64.27 kNm pertanto non si hanno fessurazioni in senso trasversale.

L'incidenza delle armature presenti nel getto è di 150 Kg/mc.

6.5.2. TRAVI METALLICHE PRINCIPALI

Le verifiche di resistenza delle travi principali si sviluppano in termini di tensioni nei singoli piatti. Nel calcolo della resistenza flessionale sono state considerate le proprietà elastiche della sezione completa o efficace in base alla classe di appartenenza.

Si riporta la tabella con le caratteristiche geometriche delle sezioni considerate:

<i>Campata laterale</i>		B o H	Sp	Aeff
		[mm]	[mm]	[mm ²]
Sez. 1	Piatto inferiore	800	35	28 000
	Piatto superiore	800	30	21 403
	Anima	2135	15	32 025
	Soletta	3000	280	840 000
Sez. 2	Piatto inferiore	800	35	28 000
	Piatto superiore	800	30	21 403
	Anima	2255	15	33 825
	Soletta	5000	280	1 400 000
Sez. 3	Piatto inferiore	900	40	36 000
	Piatto superiore	800	30	21 403
	Anima	2510	15	37 650
	Soletta	7000	280	1 960 000

Sez. 4	Piatto inferiore	900	40	36 000
	Piatto superiore	800	40	32 000
	Anima	2920	15	43 800
	Soletta	7000	280	1 960 000
Sez. 5	Piatto inferiore	900	45	40 500
	Piatto superiore	900	40	36 000
	Anima	3420	20	68 400
	Soletta	2000	280	560 000
Campata centrale		B o H	B o H	Sp
		[mm]	[mm]	[mm]
Sez. 6	Piatto inferiore	900	45	40 500
	Piatto superiore	800	40	32 000
	Anima	2820	20	56 400
	Soletta	2000	280	560 000
Sez. 7	Piatto inferiore	900	50	45 000
	Piatto superiore	800	40	32 000
	Anima	2 370	20	47 400
	Soletta	4000	280	1 120 000
Sez. 8	Piatto inferiore	900	65	58 500
	Piatto superiore	800	40	32 000
	Anima	2140	20	42 800
	Soletta	5000	280	1 400 000
Sez. 9	Piatto inferiore	900	68	61 200
	Piatto superiore	800	40	32 000
	Anima	2120	25	53 000
	Soletta	5000	280	1 400 000

Il ponte viene suddiviso in 13 conci caratterizzati dallo stesso spessore dei piatti delle ali e dell'anima, i primi tre conci costituiscono i tre quarti della campata laterale, il quarto concio è all'appoggio sulla pila mentre il quinto, il sesto e metà del settimo realizzano la prima metà della campata centrale, i 6 conci rimanenti sono simmetrici ai primi 6. Gli spessori utilizzati nella verifica delle sezioni sono dati dagli spessori previsti per ciascun concio, nella prossima tabella si riporta le sezioni corrispondenti a ciascun concio con i relative spessori:

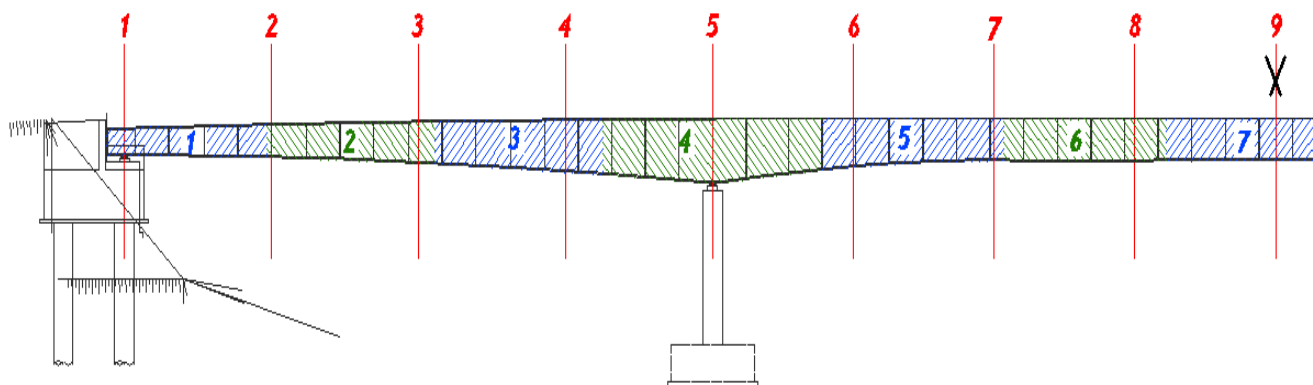


FIGURA 28 SUDDIVISIONE DELLE TRAVI IN CONCI

Concio	Sezioni relative
Primo concio	1 e 2
Secondo concio	2 e 3
Terzo concio	3 e 4
Quarto concio	4, 5 e 6
Quinto concio	6 e 7
Sesto concio	7 e 8
Settimo concio	8 e 9

	Sp ala sup	B ala sup	Sp ala inf	B ala inf	Sp anima
Primo concio	30	800	35	800	15
Secondo concio	30	800	40	900	15
Terzo concio	40	800	40	900	15
Quarto concio	40	900	45	900	20
Quinto concio	40	800	50	900	20
Sesto concio	40	800	65	900	20
Settimo concio	40	800	68	900	25

Con queste caratteristiche sono state calcolate le tensioni per ciascuna fase e vengono riportate di seguito per il minimo e il massimo valore delle sollecitazioni che derivano dall'involuppo delle combinazioni:

Sollecitazioni MINIME:

FASE 1		
Tensioni	$\sigma_{acc,inf}$	$\sigma_{acc,sup}$
Mmin	[Mpa]	[Mpa]
Sezione 1	0	0
Sezione 2	12	13
Sezione 3	-19	-24
Sezione 4	-73	-76
Sezione 5	-126	-126
Sezione 6	-53	-56
Sezione 7	14	17
Sezione 8	47	65
Sezione 9	56	82

FASE 2				
Tensioni	$\sigma_{acc,inf}$	$\sigma_{acc,sup}$	$\sigma_{cls,inf}$	$\sigma_{cls,sup}$
Mmin	[Mpa]	[Mpa]	[Mpa]	[Mpa]
Sezione 1	-23	-27	-1	0
Sezione 2	-18	-2	0	-1
Sezione 3	-40	-53	0	0
Sezione 4	-73	-78	0	0
Sezione 5	-88	-93	0	0
Sezione 6	-35	-40	0	0
Sezione 7	-23	-5	-1	-1
Sezione 8	-19	-4	-1	-1
Sezione 9	-16	-4	-1	-1

FASE 3				
Tensioni	$\sigma_{acc,inf}$	$\sigma_{acc,sup}$	$\sigma_{cls,inf}$	$\sigma_{cls,sup}$
Mmin	[Mpa]	[Mpa]	[Mpa]	[Mpa]
Sezione 1	-23	-27	0	0
Sezione 2	24	9	0	1
Sezione 3	-40	-53	0	0
Sezione 4	-73	-78	0	0
Sezione 5	-88	-93	0	0
Sezione 6	-35	-40	0	0
Sezione 7	20	13	1	1
Sezione 8	33	22	1	1
Sezione 9	36	25	1	2

TENSIONI TOTALI ACCIAIO E VERIFICA				
Tensioni	$\sigma_{acc,inf}$	$\sigma_{acc,sup}$	$\sigma_{rd,acc}$	Verifica
Mmin	[Mpa]	[Mpa]	[Mpa]	[-]
Sezione 1	-46	-54	338.1	Verificato
Sezione 2	18	22	338.1	Verificato
Sezione 3	-98	-132	338.1	Verificato
Sezione 4	-218	-234	338.1	Verificato
Sezione 5	-293	-311	338.1	Verificato
Sezione 6	-123	-140	338.1	Verificato
Sezione 7	12	26	338.1	Verificato
Sezione 8	62	87	338.1	Verificato
Sezione 9	76	103	338.1	Verificato

TENSIONI TOTALI CLS E VERIFICA				
Tensioni	$\sigma_{cls,inf}$	$\sigma_{cls,sup}$	$\sigma_{ed,cls}$	Verifica
Mmin	[Mpa]	[Mpa]	[Mpa]	[-]
Sezione 1	-1	0	15.9	Verificato
Sezione 2	0	0	15.9	Verificato
Sezione 3	0	0	15.9	Verificato
Sezione 4	0	0	15.9	Verificato
Sezione 5	0	0	15.9	Verificato
Sezione 6	0	0	15.9	Verificato
Sezione 7	0	-1	15.9	Verificato
Sezione 8	0	0	15.9	Verificato
Sezione 9	1	1	15.9	Verificato

Sollecitazioni MASSIME:

FASE 1		
Tensioni	$\sigma_{acc,inf}$	$\sigma_{acc,sup}$
Mmax	[Mpa]	[Mpa]
Sezione 1	0	0
Sezione 2	15	18
Sezione 3	-15	-20
Sezione 4	-57	-61
Sezione 5	-93	-98
Sezione 6	-41	-47
Sezione 7	19	24
Sezione 8	60	88
Sezione 9	71	104

FASE 2				
Tensioni	$\sigma_{acc,inf}$	$\sigma_{acc,sup}$	$\sigma_{cls,inf}$	$\sigma_{cls,sup}$
Mmax	[Mpa]	[Mpa]	[Mpa]	[Mpa]
Sezione 1	18	3	1	1
Sezione 2	103	11	2	4
Sezione 3	87	9	1	3
Sezione 4	56	61	0	0
Sezione 5	-5	-5	0	0
Sezione 6	15	17	0	0
Sezione 7	67	16	3	4
Sezione 8	98	21	4	6
Sezione 9	105	25	4	7

FASE 3				
Tensioni	$\sigma_{acc,inf}$	$\sigma_{acc,sup}$	$\sigma_{cls,inf}$	$\sigma_{cls,sup}$
Mmax	[Mpa]	[Mpa]	[Mpa]	[Mpa]
Sezione 1	22	12	1	1
Sezione 2	30	12	1	1
Sezione 3	9	3	0	0
Sezione 4	56	61	0	0
Sezione 5	-5	-5	0	0
Sezione 6	15	17	0	0
Sezione 7	27	17	1	1
Sezione 8	46	30	1	2
Sezione 9	50	35	2	2

TENSIONI TOTALI ACCIAIO E VERIFICA				
Tensioni	$\sigma_{acc,inf}$	$\sigma_{acc,sup}$	$\sigma_{rd,acc}$	Verifica
Mmax	[Mpa]	[Mpa]	[Mpa]	[-]
Sezione 1	40	16	338.1	Verificato
Sezione 2	148	41	338.1	Verificato
Sezione 3	81	-8	338.1	Verificato
Sezione 4	56	60	338.1	Verificato
Sezione 5	-102	-108	338.1	Verificato
Sezione 6	-11	-13	338.1	Verificato
Sezione 7	114	56	338.1	Verificato
Sezione 8	204	140	338.1	Verificato
Sezione 9	226	164	338.1	Verificato

TENSIONI TOTALI CLS E VERIFICA				
Tensioni	$\sigma_{cls,inf}$	$\sigma_{cls,sup}$	$\sigma_{ed,cls}$	Verifica
Mmax	[Mpa]	[Mpa]	[Mpa]	[-]
Sezione 1	1	2	15.9	Verificato
Sezione 2	2	5	15.9	Verificato
Sezione 3	2	3	15.9	Verificato
Sezione 4	0	0	15.9	Verificato
Sezione 5	0	0	15.9	Verificato
Sezione 6	0	0	15.9	Verificato
Sezione 7	3	5	15.9	Verificato
Sezione 8	5	8	15.9	Verificato
Sezione 9	6	9	15.9	Verificato

Si riportano le tensioni dovute all'azione di taglio calcolata avendo attribuito all'anima metallica la somma dei tagli calcolati nelle tre fasi:

Tensioni	$\tau_{min,acc}$	$\tau_{max,acc}$	$\tau_{rd,acc}$	Verifica
Vmin -Vmax	[Mpa]	[Mpa]	[Mpa]	[-]
Sezione 1	-64.2	-15.5	195.2	Verificato
Sezione 2	-24.5	10.1	195.2	Verificato
Sezione 3	7.4	40.1	195.2	Verificato
Sezione 4	29.6	64.5	195.2	Verificato
Sezione 5	35.1	61.1	195.2	Verificato
Sezione 6	-68.7	-29.7	195.2	Verificato
Sezione 7	-57.9	-22.0	195.2	Verificato
Sezione 8	-37.4	-8.8	195.2	Verificato
Sezione 9	-8.8	5.5	195.2	Verificato

Le ali e le anime delle travi metalliche sono verificate a fatica. Il coefficiente di sicurezza impiegato per le verifiche a fatica considera che le conseguenze della rottura per fatica siano significative e che la struttura sia sensibile alla rottura per fatica pertanto si ha che:

$$\gamma_{Mf} = 1.35$$

Si riporta la tabella con il confronto delle tensioni calcolate per la combinazione di carico a fatica e la massima tensione compatibile con il dettaglio costruttivo impiegato.

FATICA					
Tensioni	$\Delta\sigma_{acc,inf}$	$\Delta\sigma_{acc,sup}$	Classe dettaglio	$\Delta\sigma_{dettaglio}$	Verifica
Mmax	[Mpa]	[Mpa]	[Mpa]	[Mpa]	[-]
Sezione 1	0.00	0	80	43.67	Verificato
Sezione 2	40.79	4	80	43.67	Verificato
Sezione 3	43.15	4	80	43.67	Verificato
Sezione 4	36.75	4	80	43.67	Verificato
Sezione 5	22.54	10	80	43.67	Verificato
Sezione 6	17.54	7	80	43.67	Verificato
Sezione 7	34.68	8	80	43.67	Verificato
Sezione 8	41.79	9	80	43.67	Verificato
Sezione 9	41.98	10	80	43.67	Verificato

FATICA				
Tensioni	$\Delta\tau_{acc}$	Classe dettaglio	$\Delta\tau_{maxo}$	Verifica
Mmax	[Mpa]	[Mpa]	[Mpa]	[-]
Sezione 1	17	100	35.19	Verificato
Sezione 2	13	100	35.19	Verificato
Sezione 3	10	100	35.19	Verificato
Sezione 4	9	100	35.19	Verificato
Sezione 5	7	100	35.19	Verificato
Sezione 6	11	100	35.19	Verificato
Sezione 7	11	100	35.19	Verificato
Sezione 8	10	100	35.19	Verificato
Sezione 9	7	100	35.19	Verificato

Le sezioni delle travi che costituiscono il ponte sono verificate.

6.5.3. DIAFRAMMI METALLICI TRASVERSALI

Le verifiche di resistenza degli elementi metallici costituenti i diaframmi trasversali si sviluppano di seguito confrontando le azioni sollecitanti con quelle resistenti. Si riporta una sintesi delle forze sollecitanti:

$$N_{traverso\ superiore} = \pm 417 \cdot kN$$

$$N_{diagonali} = \pm 749 \cdot kN$$

$$N_{traverso\ inferiore} = 589 \cdot kN$$

Il traverso superiore è realizzato con due profili UPN220 accoppiati, se ne riporta la verifica a trazione e a compressione:

$$N_{traverso\ superiore} = \frac{A \cdot f_y}{\gamma} = 2529 \cdot kN$$

La resistenza nei confronti dell'instabilità vale:

2 UPN 220	Acciaio	S355 (Fe510)	f _y (N/mm ²)	355
$\gamma_{M1} = 1.1$	$\beta_A = 1.0$	$\varepsilon = 0.81$	$\lambda_1 = 93.9$	$\varepsilon = 76.4$
Instabilità attorno all'asse				
y - y z - z				
Snellezza	λ	50.12	109.1	
Snellezza adimensionale	$\bar{\lambda} = \lambda / \lambda_1 \cdot \beta_A^{0.5}$	0.656	1.4281	
Curva di instabilità		c	c	
Coefficiente di imperfezione	α	0.49	0.49	
$\phi = 0.5 [1 + \alpha(\bar{\lambda} - 0.2)^2 + \bar{\lambda}^2]$		0.8269	1.8206	
$\chi = 1 / [\phi + (\phi^2 - \bar{\lambda}^2)^{0.5}]$		0.7517	0.339	
N_{b,Rd} = $\chi \beta_A A f_y / \gamma_{M1}$	(kN)	1814.641	818.377	

Il traverso inferiore è realizzato con due profili UPN180 accoppiati, se ne riporta la verifica a trazione :

$$N_{traverso\ inferiore} = \frac{A \cdot f_y}{\gamma} = 1893 \cdot kN$$

Le diagonali sono realizzate con due profili UPN240 accoppiati, se ne riporta la verifica a trazione e a compressione:

$$N_{diagonali} = \frac{A \cdot f_y}{\gamma} = 2860 \cdot kN$$

La resistenza nei confronti dell'instabilità vale:

2 UPN 240	Acciaio	S355 (Fe510)	fy (N/mm2)	355
$\gamma_{M1} = 1.1$	$\beta_A = 1.0$	$\varepsilon = 0.81$	$\lambda = 93.9$	$\varepsilon = 76.4$
Instabilità attorno all'asse				
			y - y	z - z
Snellezza	λ		44.47	101.48
Snellezza adimensionale	$\bar{\lambda} = \lambda / \lambda_1 \cdot \beta_A^{0.5}$		0.5821	1.3283
Curva di instabilità			c	c
Coefficiente di imperfezione	α		0.49	0.49
$\phi = 0.5 [1 + \alpha(\bar{\lambda} - 0.2)^2 + \bar{\lambda}^2]$			0.763	1.6586
$\chi = 1 / [\phi + (\phi^2 - \bar{\lambda}^2)^{0.5}]$			0.796	0.3771
$N_{b,Rd} = \chi \beta_A A f_y / \gamma_{M1}$ (kN)			2173.205	1029.577

6.5.4. SPALLE

L'equilibrio rotazionale e la traslazione della spalla è garantito dalla portata dei pali di fondazione che lavorano assialmente e a taglio e flessione. Le sollecitazioni sui pali riportate nei capitoli precedenti sono ora verificate secondo due tipi di approccio:

Approccio 1 per le combinazioni statiche:

- Combinazione 1 (A1+M1+R1)
- Combinazione 2 (A2+M1+R2)

Approccio 2 per la combinazione sismica

- (A1+M1+R3)

Verifiche geotecniche:

La capacità portante dei pali trivellati è determinata sulla base delle indicazioni contenute nella relazione geotecnica di relativa all'opera in oggetto (vedi elaborato 0574_PD_0_V29_V0000_0_GT_RB_01).

Tutti i valori di portata dei pali tengono conto della resistenza flessionale dei pali calcolata considerando una armatura verticale di 40 barre $\varnothing 30$ e una armatura a taglio realizzata con spirale di diametro $\varnothing 12$ e passo 15 (in seguito si riportano le verifiche di resistenza del palo).

Combinazione slu A1+M1+R1

Nelle combinazioni allo stato limite ultimo combinate secondo (A1+M1+R1) la compressione massima dei pali vale 2479 kN e i pali sono soggetti ad una azione tagliante massima di 350.1 kN ciascuno.

La resistenza a compressione per pali di diametro 1.2 m e di lunghezza 33 m per la combinazione (A1+M1+R1) per palo singolo vale circa 4650 kN, riducendo la resistenza con un fattore 0.7 per considerare l'effetto della presenza di altri pali posizionati ad una distanza inferiore agli 8 diametri si ha una resistenza pari a 3255 kN.

La portata laterale di ciascun palo è funzione della resistenza a flessione del palo stesso. Il palo soggetto ad un taglio di 350.1 kN ha una resistenza a pressoflessione pari a:

$$M_{Rd}(N_{Sd} = 2479 \cdot kN) = 4831 \cdot kNm$$

Con questo momento resistente si ha una resistenza nei confronti dell'azione di taglio pari a 1186 kN tenendo anche conto della penalizzazione per l'effetto gruppo dei pali.

Combinazione slu A2+M1+R2

Nelle combinazioni allo stato limite ultimo combinate secondo (A2+M1+R2) la compressione massima dei pali vale 2081 kN e i pali sono soggetti ad una azione tagliante massima di 350.5 kN ciascuno.

La resistenza a compressione per pali di diametro 1.2 m e di lunghezza 33 m per la combinazione (A2+M1+R2) per palo singolo vale circa 3100 kN, riducendo la resistenza con un fattore 0.7 per considerare l'effetto della presenza di altri pali posizionati ad una distanza inferiore agli 8 diametri si ha una resistenza pari a 2170 kN.

La portata laterale di ciascun palo è funzione della resistenza a flessione del palo stesso. Il palo soggetto ad un taglio di 350.5 kN ha una resistenza a pressoflessione pari a:

$$M_{Rd}(N_{Sd} = 2081 \cdot kN) = 4757 \cdot kNm$$

Con questo momento resistente si ha una resistenza nei confronti dell'azione di taglio pari a 735 kN tenendo anche conto della penalizzazione per l'effetto gruppo dei pali.

Combinazione slu sismica A1+M1+R3

Nelle combinazioni allo stato limite ultimo per le azioni sismiche si ha per la combinazione che massimizza le sollecitazioni una compressione di 325 kN su 5 pali e una compressione di 1614 kN su gli altri 5 pali e tutti sono soggetti ad un taglio di 495.1 kN. La resistenza a compressione dei pali da 1.2 m di diametro e di 33 m di lunghezza valgono:

$$C_{Rd} = 2660 \cdot kN$$

I valori riportati tengono già conto di una riduzione che considera l'effetto gruppo dei pali.

La resistenza a flessione dei pali vale:

$$M_{Rd}(N_{Sd} = 1614 \cdot kN) = 4659 \cdot kNm$$

$$M_{Rd}(N_{Sd} = 325 \cdot kN) = 4440 \cdot kNm$$

Con questo momento resistente si ha una resistenza nei confronti dell'azione di taglio pari a 850 kN per i pali compressi con 325 kN e una resistenza nei confronti dell'azione di taglio pari a 886 kN per i pali compressi con 1614kN tenendo anche conto della penalizzazione per l'effetto gruppo dei pali; il tagli resistente complessivo minimo vale 8680 kN contro uno sollecitante di 4951 kN.

Verifiche di resistenza del palo:

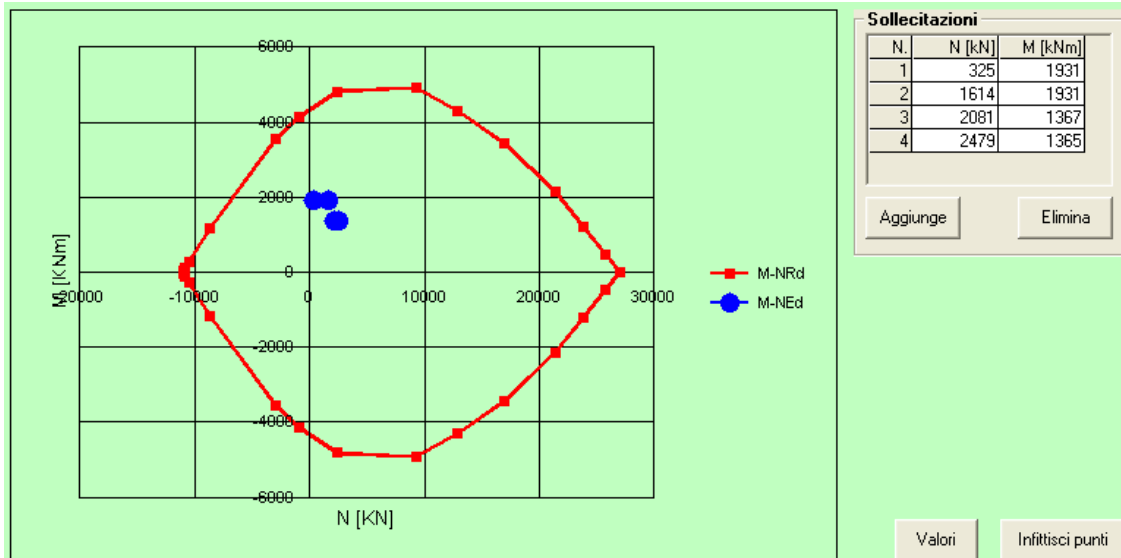
Per la verifica del taglio si utilizza l'espressione indicata nel DM del 14-01-2008 per sezioni armate con armature trasversali date dalle diagonali del traliccio, si riporta una sintesi del calcolo del taglio resistente:

$$\begin{aligned}
 A_{sw} &= 1508.0 \quad \text{mm}^2/\text{m} \\
 \rho_w &= 0.00129 \quad - \\
 A_{sw \text{ min}} &= 1755.0 \quad \text{mm}^2/\text{m} \\
 \rho_{w \text{ min}} &= 0.0015 \quad - \\
 \text{inclinazione bielle } \Theta &= 22 \quad ^\circ \\
 \tan \Theta &= 0.404 \quad - \\
 \cot \Theta &= 2.475 \quad - \\
 \cot \alpha &= 0.00 \\
 V_{rsd} &= 906.96 \quad \text{kN} \\
 V_{rsc} &= 1787. \quad \text{kN} \\
 V_{rd} &= \mathbf{906.96} \quad \text{kN}
 \end{aligned}$$

$$V_{Rd, palo} = 907 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Il taglio resistente di ciascun palo vale 907 kN è

I pali sono soggetti ad un taglio massimo di 495.1 kN che provoca un momento flettente lungo il palo di 532 kNm ad una profondità di circa 9 m e 1931 kNm in sommità. La verifica di resistenza a pressoflessione condotta per valutare la portata laterale dei pali indica che la resistenza flessionale è maggiore di quella sollecitante dovuta alla azione orizzontale. Si riporta il dominio di resistenza a pressoflessione dei pali:



Verifiche di fessurazione del palo:

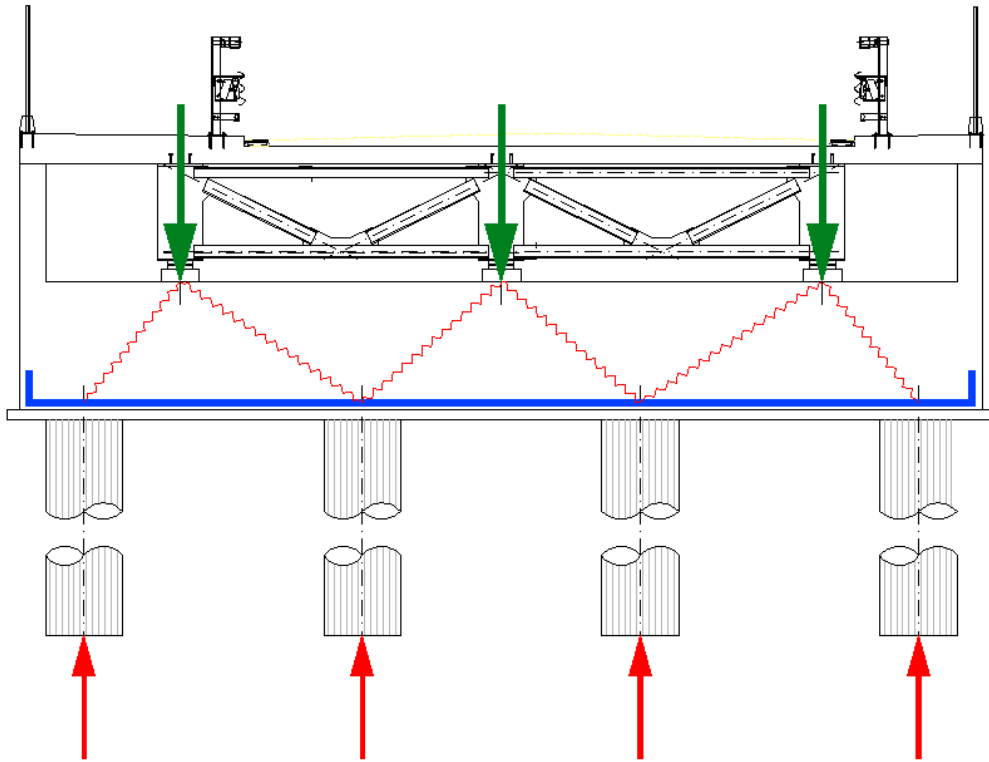
La fessurazione nei pali della spalla è controllata tramite il calcolo diretto. Nella combinazione più sfavorevole allo SLE la sollecitazione flessionale lungo il palo è di 289 kNm ad una profondità di 9 m e 1050 kNm in sommità contestualmente ad una azione assiale pari a 1600 kN.

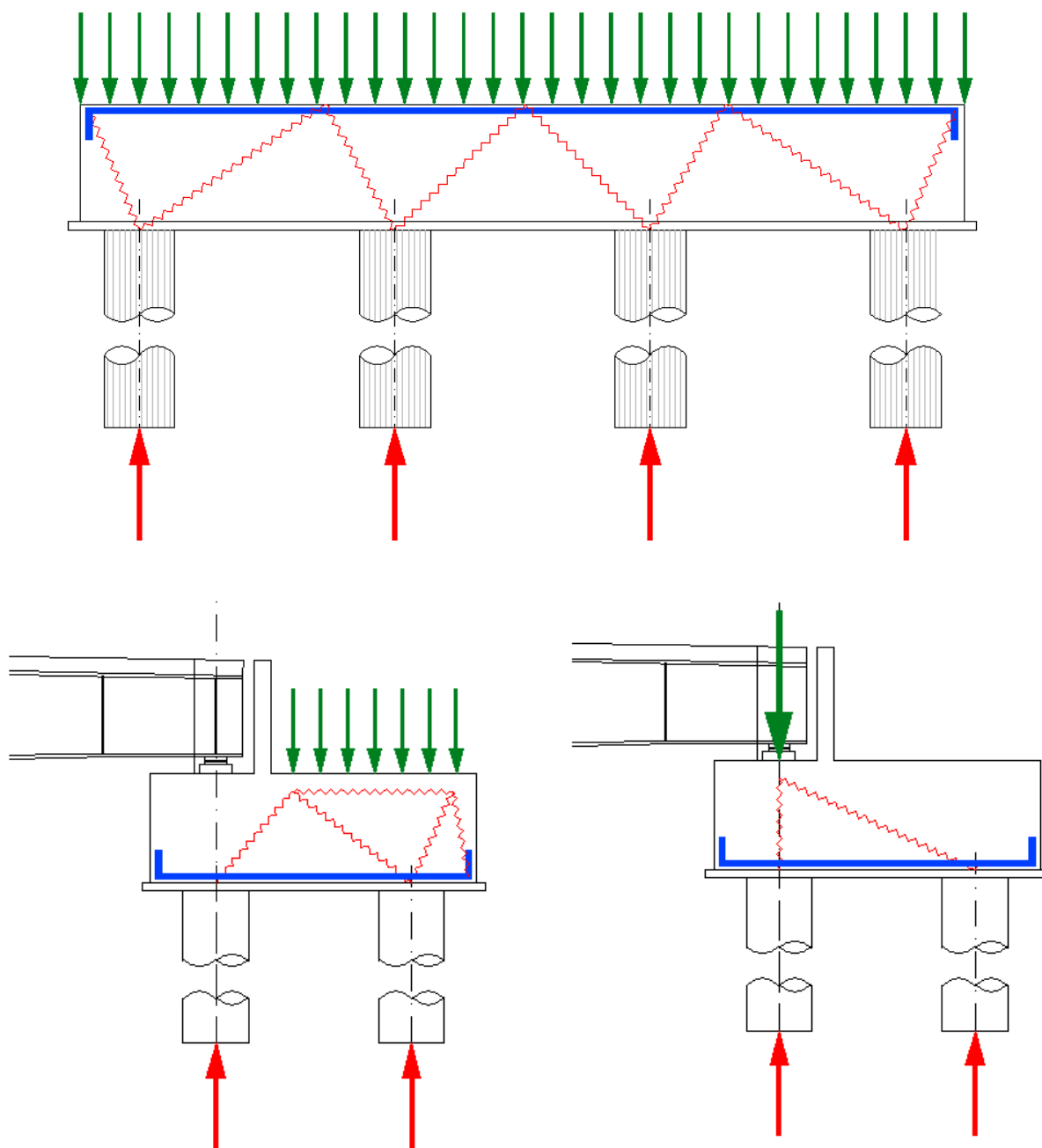
Si riporta il calcolo diretto dell'ampiezza delle fessure:

$k_t =$	0.6	
$h_{c,ef} =$	168.5	mm
$A_{c,eff} =$	181965	mm ²
$\rho_{p,eff} =$	0.078	
$\alpha_e =$	6.452	
(esm-ecm)= spaziatura orizzontale barre (baricentrico)	150	mm
limite normativo del campo	525	mm
per barre ad aderenza migliorata $k_1 =$	0.8	
per flessione pura $k_2 =$	0.5	
$k_3 =$	3.4	
$k_4 =$	0.425	
distanza massima tra le fessure $s_{r,max} =$	372	mm
ampiezza caratteristica fessure $w_k =$	0.079	mm
ampiezza delle fessure $w_m =$	0.135	mm

Verifiche di resistenza e fessurazione della zattera della spalla:

Per trasferire il carico delle travi e del terreno ai pali, visto che la zattera della spalla è un elemento tozzo, si prevedono degli schemi a puntone-tirante come quelli illustrati in seguito:





Le armature trasversali sono progettate con i primi due schemi mentre quelle longitudinali secondo i secondi due.

Le barre trasversali superiori e inferiori sono di diametro 20 mm disposte con un passo di 20 cm e sono soggette allo stato limite ultimo ad una tensione massima di 139.3 MPa e allo stato limite di esercizio per la combinazione frequente ad una tensione massima di 107.1 MPa.

Le barre longitudinali superiori e inferiori sono di diametro 20 mm disposte con un passo di 20 cm e sono soggette allo stato limite ultimo ad una tensione massima di 110.1 MPa e allo stato limite di esercizio per la combinazione frequente ad una tensione massima di 84.7 MPa.

La tensione di snervamento delle barre vale:

$$f_{yd} = \frac{450 \cdot \frac{N}{mm^2}}{1.15} = 391 \cdot \frac{N}{mm^2}$$

La fessurazione è controllata, tramite il metodo indiretto previsto al paragrafo C.4.1.2.2.4 della Circolare applicativa n 617 limitando le tensioni e verificando che ci sia un passo minimo delle barre.

La tensione nelle barre di diametro massimo 20 mm è inferiore a 160 MPa e il passo è 200 mm pertanto si può considerare verificato il controllo delle fessurazioni per la classe di esposizione della zattera della spalla.

Per presidiare la zona di introduzione della forza alla sommità dei pali si prevedono 10 cavallotti di diametro 16 mm alti 1.8 m disposti metà lungo la direzione trasversale e metà lungo la direzione longitudinale.

L'incidenza delle armature presenti nei pali è di 130 Kg/mc.

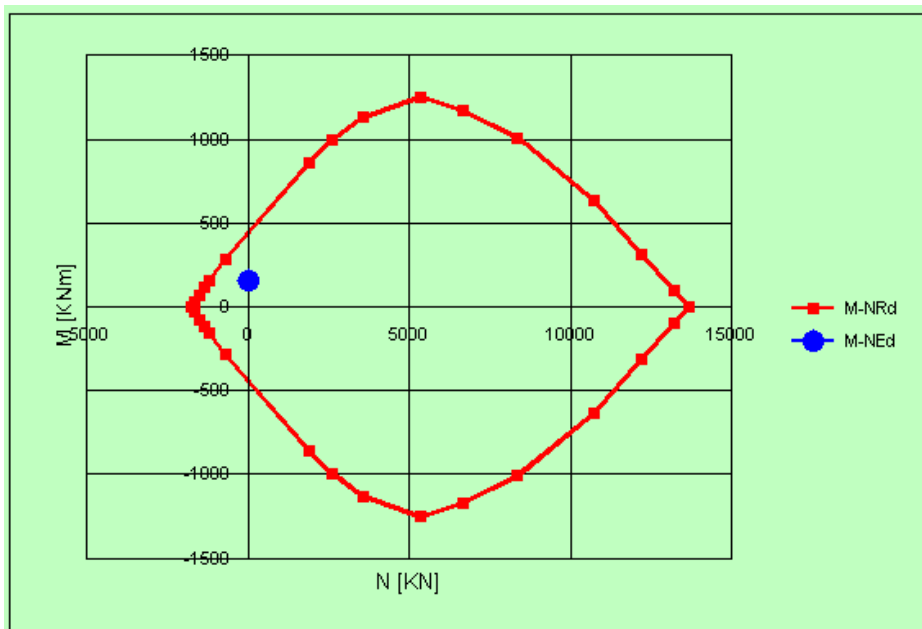
L'incidenza delle armature presenti nella zattera di fondazione è di 50 Kg/mc.

L'incidenza delle armature presenti nei ritegni è di 200 Kg/mc.

6.5.5. PARAGHIAIA

Verifiche di resistenza

Sopra le zattere delle spalle si trova un muro paraghiaia circa 3.16 m e spesso 60 cm sono soggetti allo stato limite ultimo ad un momento flettente di 239.8 kNm/m e ad un taglio 138.9 kN/m; si riporta la verifica a flessione e taglio per una sezione armata simmetricamente con barre verticali $\varnothing 24/20$ cm e barre orizzontali $\varnothing 12/20$ cm:



$$M_{Rd} = 446.5 \cdot kNm / m$$

Per la verifica del taglio su utilizza l'espressione indicata nel DM del 14-01-2008 per sezioni prive di armature trasversali specifiche per la resistenza al taglio, si riporta una sintesi del calcolo del taglio resistente:

Per la verifica del taglio longitudinale su utilizza l'espressione indicata nel DM del 14-01-2008 per sezioni prive di armature trasversali, si riporta una sintesi del calcolo del taglio resistente:

$$\begin{aligned}
 k &= 1.620 \\
 \sigma &= 0 \quad \text{Mpa} \\
 k_1 &= 0.15 \quad - \\
 v_{\min} &= 0.427 \quad \text{Mpa} \\
 V_{rd,\min} &= 222.05 \quad \text{kN} \\
 V_{rd} &= \mathbf{250.57} \quad \text{kN}
 \end{aligned}$$

$$V_{Rd} = 250.577 \cdot \frac{kN}{m}$$

Verifiche di fessurazione

Caratteristiche ideali (sezione interamente reagente)

area ideale	$A_i = 670\,745$	mm ²
momento statico ideale	$S_i = 2.006E+08$	mm ³
distanza lembo sup da baricentro	$y_c = 299$	mm
distanza lembo inf da baricentro	$y'_c = 301$	mm
distanza armatura inf da baricentro	$y_s = 221$	mm
distanza armatura sup da baricentro	$y'_s = 219$	mm
momento d'inerzia ideale	$J_i = 2.142E+10$	mm ⁴

Momento di prima fessurazione [EC1992-1-1:2005 (3.23)]

$$M = \mathbf{228.51} \quad \text{kNm}$$

Il momento di prima fessurazione è maggiore di quello sollecitante per la combinazione frequente ($M_{sle} = 154$ kNm) pertanto si considera soddisfatta la verifica a fessurazione.

L'incidenza delle armature presenti nelle elevazioni della spalla è di 80 Kg/mc.

L'incidenza delle armature presenti nella soletta di transizione presente a tergo del paraghiaia è di 70 Kg/mc.

L'incidenza delle armature presenti nella soletta per il marciapiede in sommità del paraghiaia è di 100 Kg/mc.

6.5.6. PILE

L'equilibrio rotazionale e la traslazione della spalla è garantito dalla portata dei pali di fondazione che lavorano assialmente e a taglio e flessione.

Verifiche geotecniche:

La capacità portante dei pali trivellati è determinata sulla base delle indicazioni contenute nella relazione geotecnica di relativa all'opera in oggetto (vedi elaborato 0574_PD_0_V29_V0000_0_GT_RB_01).

Tutti i valori di portata dei pali tengono conto della resistenza flessionale dei pali calcolata considerando una armatura verticale di 40 barre $\varnothing 30$ e una armatura a taglio realizzata con spirale di diametro $\varnothing 12$ e passo 15 (in seguito si riportano le verifiche di resistenza del palo).

Combinazione slu A1+M1+R1

Nelle combinazioni allo stato limite ultimo combinate secondo (A1+M1+R1) la compressione massima dei pali vale 4030 kN e i pali sono soggetti ad una azione tagliante massima di 112 kN ciascuno.

La resistenza a compressione per pali di diametro 1.2 m e di lunghezza 46 m per la combinazione (A1+M1+R1) per palo singolo vale circa 7250 kN, riducendo la resistenza con un fattore 0.7 per considerare l'effetto della presenza di altri pali posizionati ad una distanza inferiore agli 8 diametri si ha una resistenza pari a 5075 kN.

La portata laterale di ciascun palo è funzione della resistenza a flessione del palo stesso. Il palo soggetto ad un taglio di 112 kN ha una resistenza a pressoflessione pari a:

$$M_{Rd}(N_{Sd} = 4030 \cdot kN) = 4916 \cdot kNm$$

Con questo momento resistente si ha una resistenza nei confronti dell'azione di taglio pari a 1251 kN tenendo anche conto della penalizzazione per l'effetto gruppo dei pali.

Combinazione slu A2+M1+R2

Nelle combinazioni allo stato limite ultimo combinate secondo (A2+M1+R2) la compressione massima dei pali vale 3298 kN e i pali sono soggetti ad una azione tagliante massima di 112 kN ciascuno.

La resistenza a compressione per pali di diametro 1.2 m e di lunghezza 46 m per la combinazione (A2+M1+R2) per palo singolo vale circa 4800 kN, riducendo la resistenza con un fattore 0.7 per considerare l'effetto della presenza di altri pali posizionati ad una distanza inferiore agli 8 diametri si ha una resistenza pari a 3360 kN.

La portata laterale di ciascun palo è funzione della resistenza a flessione del palo stesso. Il palo soggetto ad un taglio di 112 kN ha una resistenza a pressoflessione pari a:

$$M_{Rd}(N_{Sd} = 3298 \cdot kN) = 4855 \cdot kNm$$

Con questo momento resistente si ha una resistenza nei confronti dell'azione di taglio pari a 763 kN tenendo anche conto della penalizzazione per l'effetto gruppo dei pali.

Combinazione slu sismica A1+M1+R3

Nelle combinazioni allo stato limite ultimo per le azioni sismiche si ha per la combinazione che massimizza il momento una compressione minima di 769 kN e una compressione massima di 3693 kN. La resistenza a compressione dei pali da 1.2 m di diametro e di 46 m di lunghezza valgono:

$$C_{Rd} = 4305 \cdot kN$$

I valori riportati tengono già conto di una riduzione che considera l'effetto gruppo dei pali.

La resistenza a flessione dei pali vale:

$$M_{Rd}(N_{Sd} = 769 \cdot kN) = 4533 \cdot kNm$$

$$M_{Rd}(N_{Sd} = 3693 \cdot kN) = 4977 \cdot kNm$$

Con questo momento resistente si ha una resistenza nei confronti dell'azione di taglio pari a 869 kN per i pali compressi con 769 kN e una resistenza nei confronti dell'azione di taglio pari a 941 kN per i pali compressi con 3693 kN tenendo anche conto della penalizzazione per l'effetto gruppo dei pali; il taglio resistente complessivo minimo vale 8690 kN contro uno sollecitante di 4980 kN.

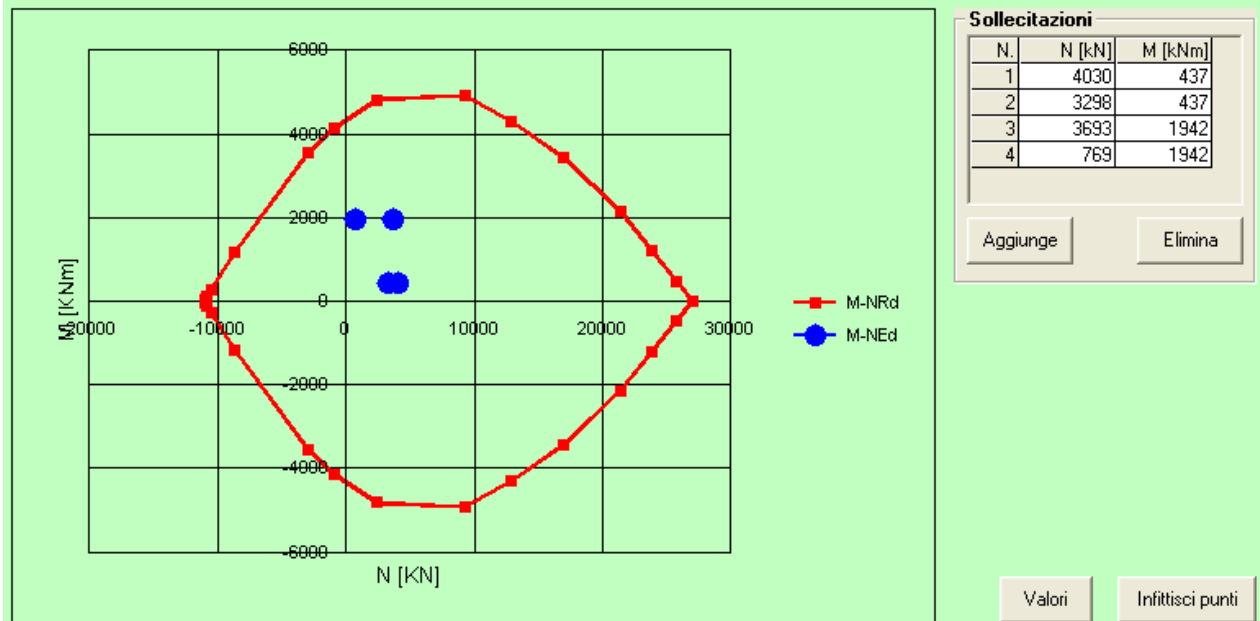
Verifiche di resistenza del palo:

Per la verifica del taglio si utilizza l'espressione indicata nel DM del 14-01-2008 per sezioni armate con armature trasversali date dalle diagonali del traliccio, si riporta una sintesi del calcolo del taglio resistente:

$$\begin{aligned}
 A_{sw} &= 1508.0 \quad \text{mm}^2/\text{m} \\
 \rho_w &= 0.00129 \quad - \\
 A_{sw \text{ min}} &= 1755.0 \quad \text{mm}^2/\text{m} \\
 \rho_w \text{ min} &= 0.0015 \quad - \\
 \text{inclinazione bielle } \Theta &= 22 \quad ^\circ \\
 \tan \Theta &= 0.404 \quad - \\
 \cot \Theta &= 2.475 \quad - \\
 \cot \alpha &= 0.00 \\
 V_{rsd} &= 906.96 \quad \text{kN} \\
 V_{rsc} &= 1787. \quad \text{kN} \\
 V_{rd} &= \mathbf{906.96} \quad \text{kN}
 \end{aligned}$$

$$V_{Rd, palo} = 907 \cdot \frac{kN}{m}$$

I pali sono soggetti ad un taglio massimo di 398.6 kN che provoca un momento flettente lungo il palo di 458 kNm ad una profondità di 9 m e 1555 kNm in sommità. La verifica di resistenza a pressoflessione condotta per valutare la portata laterale dei pali indica che la resistenza flessionale è maggiore di quella sollecitante dovuta alla azione orizzontale. Si riporta il dominio di resistenza a pressoflessione dei pali:



Verifiche di fessurazione del palo:

La fessurazione nei pali della spalla è controllata tramite il calcolo diretto. Nella combinazione più sfavorevole allo SLE la sollecitazione flessionale lungo il palo è di 248 kNm ad una profondità di 9 m e 900 kNm in sommità contestualmente ad una azione assiale pari a 769 kN.

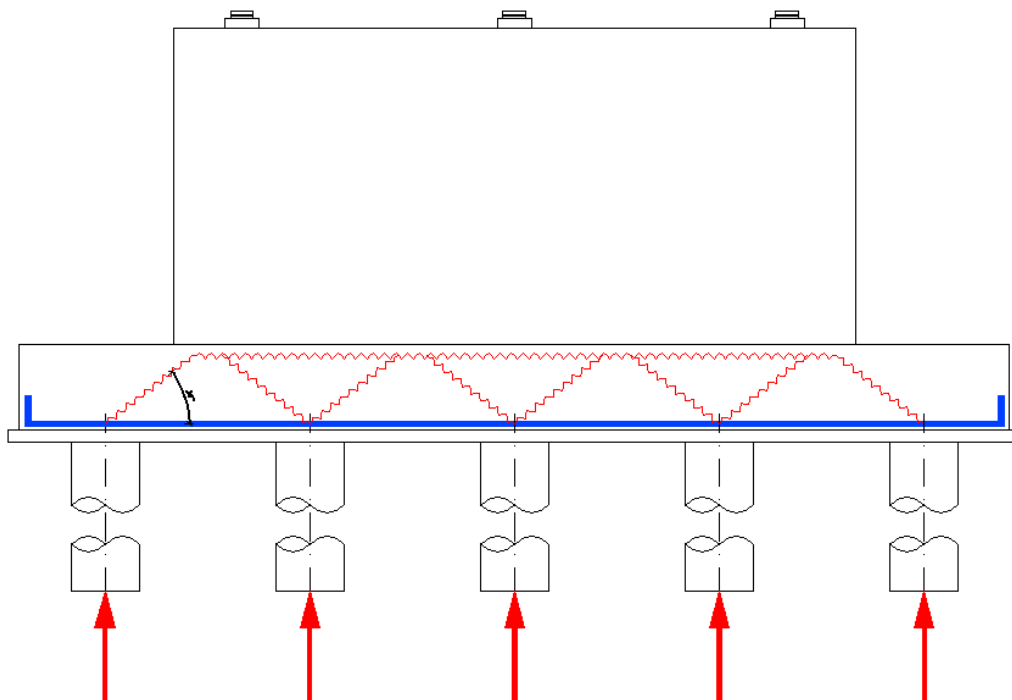
Si riporta il calcolo diretto dell'ampiezza delle fessure:

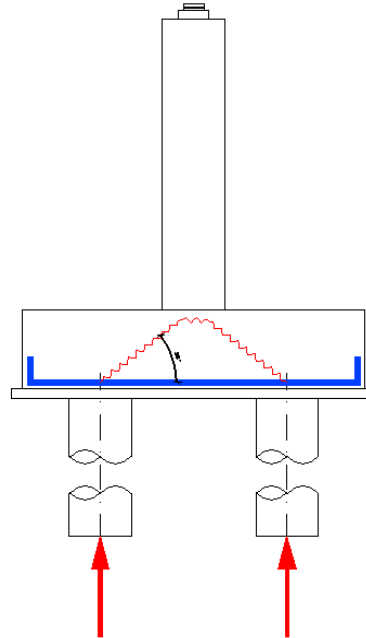
$k_t =$	0.6	
$h_{c,ef} =$	168.5	mm
$A_{c,eff} =$	181965	mm ²
$\rho_{p,eff} =$	0.078	
$\alpha_e =$	6.452	
(esm-ecm)= spaziatura orizzontale barre (baricentrico)	150	mm
limite normativo del campo	525	mm
per barre ad aderenza migliorata $k_1 =$	0.8	
per flessione pura $k_2 =$	0.5	
$k_3 =$	3.4	

$k_4 =$	0.425
distanza massima tra le fessure $s_{r,max} =$	372 mm
ampiezza caratteristica fessure $w_k =$	0.096 mm
ampiezza delle fessure $w_m =$	0.163 mm

Verifiche di resistenza e fessurazione della zattera della pila:

Per trasferire il carico delle travi e del terreno ai pali, visto che la zattera della pila è un elemento tozzo, si prevedono degli schemi a puntone-tirante come quelli illustrati in seguito:





Le armature trasversali sono progettate con il primo schema mentre quelle longitudinali con il secondo.

Le barre sia trasversali che longitudinali, superiori e inferiori, sono di diametro 20 mm disposte con un passo di 20 cm e sono soggette allo stato limite ultimo ad una tensione massima di 291.3 MPa e allo stato limite di esercizio per la combinazione frequente ad una tensione massima di 195.4 MPa.

La tensione di snervamento delle barre vale:

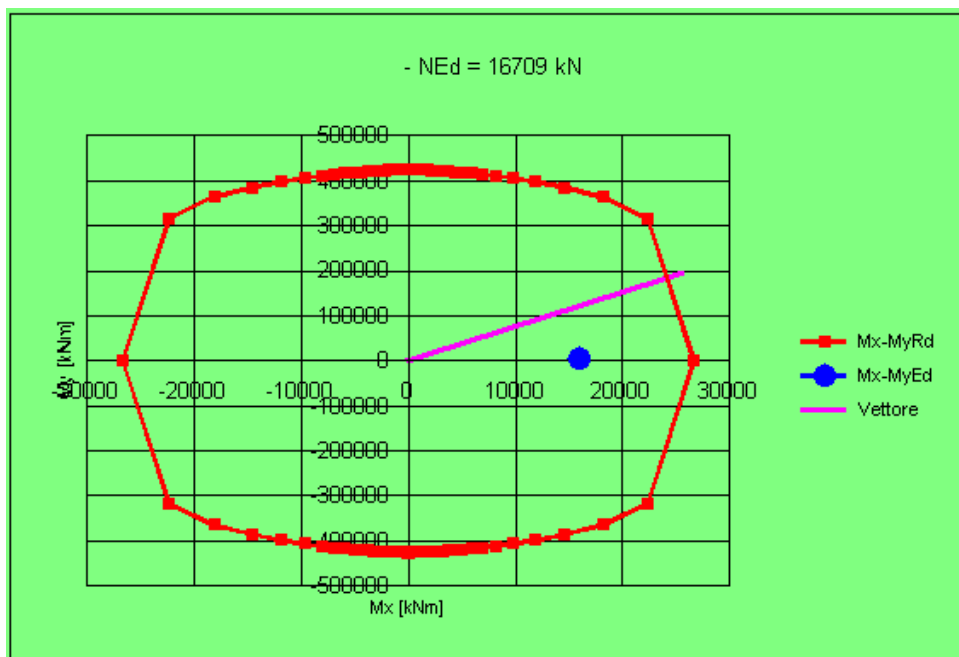
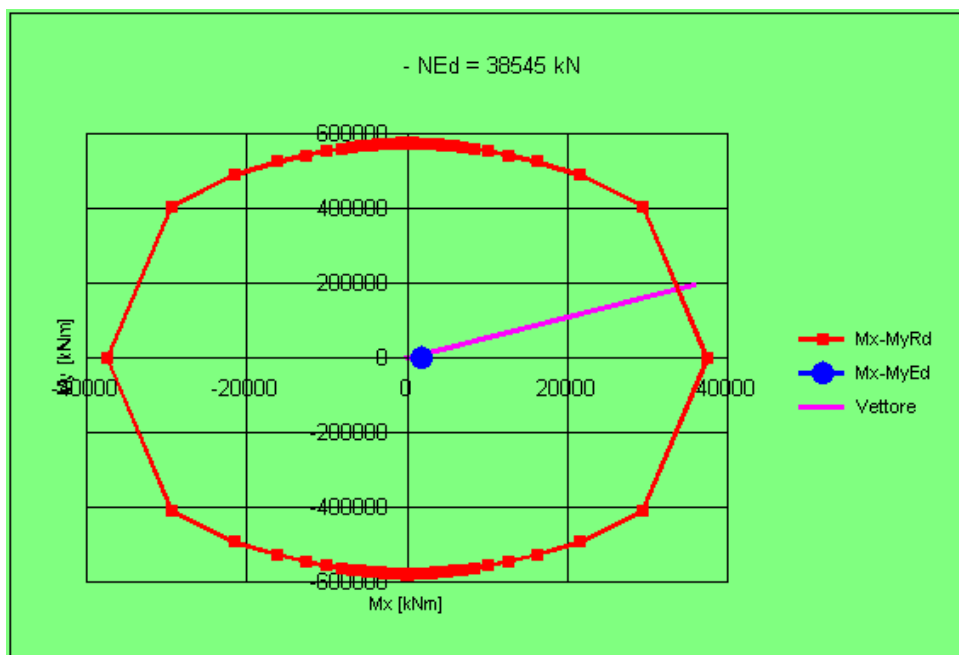
$$f_{yd} = \frac{450 \cdot \frac{N}{\text{mm}^2}}{1.15} = 391 \cdot \frac{N}{\text{mm}^2}$$

La fessurazione è controllata, tramite il metodo indiretto previsto al paragrafo C.4.1.2.2.4 della Circolare applicativa n 617 limitando le tensioni e verificando che ci sia un passo minimo delle barre.

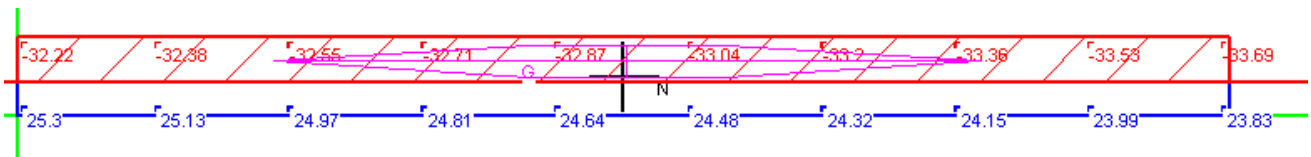
La tensione nelle barre di diametro massimo 20 mm è inferiore a 200 MPa e il passo è 200 mm pertanto si può considerare verificato il controllo delle fessurazioni per la classe di esposizione della zattera della pila.

Per presidiare la zona di introduzione della forza alla sommità dei pali si prevedono 10 cavallotti di diametro 16 mm alti 1.8 m disposti metà lungo la direzione trasversale e metà lungo la direzione longitudinale.

L'elevazione della pila è realizzata con un setto spesso 1.2 m e largo 18.9 m armato con barre verticali 1ø24/20 cm sui due lati e barre orizzontali 1ø14/20 cm; si riporta il dominio di resistenza dell' elemento:



La fessurazione è controllata, tramite il metodo indiretto previsto al paragrafo C.4.1.2.2.4 della Circolare applicativa n 617 limitando le tensioni e verificando che ci sia un passo minimo delle barre.



La tensione nelle barre di diametro massimo 24 mm è inferiore a 160 MPa e il passo è 200 mm pertanto si può considerare verificato il controllo delle fessurazioni per la classe di esposizione dell'elevazione della pila.

L'incidenza delle armature presenti nei pali è di 130 Kg/mc.

L'incidenza delle armature presenti nella zattera di fondazione è di 65 Kg/mc.

L'incidenza delle armature presenti nelle elevazioni è di 70 Kg/mc.

L'incidenza delle armature presenti nelle nei ritegni è di 200 Kg/mc.

6.5.7. VERIFICHE DI DEFORMABILITA'

Nelle combinazioni di carico allo stato limite di esercizio si verifica infine la deformata verticale del ponte. Nella prossima tabella si riporta il contributo dei diversi carichi per la deformata delle campate e la loro combinazione:

Condizione di carico	δ Campata laterale	δ Campata centrale
[-]	[mm]	[mm]
P Prop	-1.6	22
env g1	-5.5	69
env q	10.5	66.0
env Qi	10	35.0
DT	-1	2
env g2	0	42
SLE - frequente	4.0	186.9
$(L/\delta)_{frequente}$	8750	359
SLE - quasi perm	-7.6	134
$(L/\delta)_{quasi\ permanente}$	-4605.3	500.0

Il ponte è sufficientemente rigido in quanto lo spostamento verticale in mezzera delle due campate è inferiore a $L/300$ per la combinazione frequente e inferiore a $L/300$ per la combinazione quasi permanente.

6.5.8. APPARECCHI DI APPOGGIO

Si riportano di seguito le azioni verticali sollecitanti alla base degli apparecchi di appoggio divise nelle diverse combinazioni di carico.

Nodo	Carico	Valore	R long	R trasv	R vert
[-]	[-]	[-]	KN	KN	KN
1	P Prop		0	0	64
1	g1		0	0	217
1	g2		0	0	188
1	env q	Max	0	0	418
1	env q	Min	0	0	150
1	env Qi	Max	0	0	578
1	env Qi	Min	0	0	-152
2	P Prop		0	0	77
2	g1		0	0	277
2	g2		0	0	242
2	env q	Max	0	0	411
2	env q	Min	0	0	202
2	env Qi	Max	0	0	579
2	env Qi	Min	0	0	-114
3	P Prop		0	0	77
3	g1		0	0	277
3	g2		0	0	242
3	env q	Max	0	0	411
3	env q	Min	0	0	-179
3	env Qi	Max	0	0	16
3	env Qi	Min	0	0	-106
4	P Prop		0	0	64
4	g1		0	0	217
4	g2		0	0	188



4	env q	Max	0	0	418
4	env q	Min	0	0	-228
4	env Qi	Max	0	0	21
4	env Qi	Min	0	0	-142
5	P Prop		0	0	585
5	g1		0	0	1 942
5	g2		0	0	1 470
5	env q	Max	0	0	1 571
5	env q	Min	0	0	478
5	env Qi	Max	0	0	632
5	env Qi	Min	0	0	42
6	P Prop		0	0	585
6	g1		0	0	1 942
6	g2		0	0	1 470
6	env q	Max	0	0	996
6	env q	Min	0	0	478
6	env Qi	Max	0	0	414
6	env Qi	Min	0	0	-51
7	P Prop		0	0	73
7	g1		0	0	262
7	g2		0	0	228
7	env q	Max	0	0	412
7	env q	Min	0	0	189
7	env Qi	Max	0	0	578
7	env Qi	Min	0	0	-123
8	P Prop		0	0	73
8	g1		0	0	262
8	g2		0	0	228
8	env q	Max	0	0	412
8	env q	Min	0	0	-191
8	env Qi	Max	0	0	17
8	env Qi	Min	0	0	-114
9	P Prop		0	0	589
9	g1		0	0	1 957

9	g2		0	0	1 485
9	env q	Max	0	0	1 584
9	env q	Min	0	0	477
9	env Qi	Max	0	0	636
9	env Qi	Min	0	0	42
10	P Prop		0	0	589
10	g1		0	0	1 957
10	g2		0	0	1 485
10	env q	Max	0	0	1 008
10	env q	Min	0	0	477
10	env Qi	Max	0	0	422
10	env Qi	Min	0	0	-53
13	P Prop		0	0	666
13	g1		0	0	2 003
13	g2		0	0	1 524
13	env q	Max	0	0	1 625
13	env q	Min	0	0	471
13	env Qi	Max	0	0	646
13	env Qi	Min	0	0	44
14	P Prop		0	0	666
14	g1		0	0	2 003
14	g2		0	0	1 524
14	env q	Max	0	0	1 045
14	env q	Min	0	0	471
14	env Qi	Max	0	0	450
14	env Qi	Min	0	0	-58

Le reazioni sono state riportate facendo riferimento ai nodi delle travi del manufatto nelle diverse fasi considerate e se ne riporta la descrizione:

Nodo 1: prima spalla della trave in fase 1

Nodo 2: prima spalla della trave in fase 2

Nodo 3: seconda spalla della trave in fase 2

Nodo 4: seconda spalla della trave in fase 1

Nodo 5: prima pila della trave in fase 2

Nodo 6: seconda pila della trave in fase 2

Nodo 7: prima spalla della trave in fase 3

Nodo 8: seconda spalla della trave in fase 3

Nodo 9: prima pila della trave in fase 3

Nodo 10: seconda spalla della trave in fase 3

Nodo 13: prima pila della trave in fase 1

Nodo 14: seconda pila della trave in fase 1

Si riporta una sintesi con il minimo e il massimo delle reazioni vincolari agli appoggi delle travi metalliche:

	SLE (comb. RARA)		SLU - A1		SLU - A2		SISMA	
	MAX	MIN	MAX	MIN	MAX	MIN	MAX	MIN
SPALLE	1498	224	2022	124	1646	181	508	508
PILE	6356	4153	8580	4153	7126	4153	4153	4153

In caso di vento e sisma si hanno le seguenti sollecitazioni orizzontali massime sulle spalle e sulle pile:

Spalle:

Forza massima prima direzione: 1421 KN

Forza massima seconda direzione: 426 kN

Pile:

Forza massima prima direzione: 1354 KN

Forza massima seconda direzione: 406 kN

Si riporta una sintesi dei calcoli eseguiti per determinare le azioni orizzontali dovute al sisma (le forze orizzontali dovute al vento risultano essere meno gravose).

Forze su apparecchi di appoggio delle spalle e pile:

Lo spostamento massimo atteso allo stato limite di collasso è di 135 mm che sommato allo spostamento termico e allo spostamento per ritiro per la combinazione sismica da uno spostamento complessivo di 177 mm. Per avere uno spostamento tale in concomitanza di una forza verticale pari a 4153 kN si utilizza un dispositivo isolatore elastomerico tipo SI-N 800/160 capaci di uno spostamento laterale massimo di 300 mm, sia per le pile che per le spalle, di produzione della FIP, tuttavia sono impiegabili prodotti equivalenti. Questo dispositivo è in grado di resistere ad una forza verticale massima allo stato limite ultimo pari a 14940 kN pertanto soddisfa anche questa condizione dato che si ha una compressione massima di 8580 kN.

Forze su spalle e pile:

Lo spostamento massimo atteso allo stato limite di vita per il periodo del ponte è di 125 mm che sommato allo spostamento termico e a quello per ritiro per la combinazione sismica da uno spostamento complessivo di 167 mm.

La rigidezza di ciascuno degli 12 dispositivi scelte è pari a $K_e = 2.51$ kN/mm pertanto il periodo di oscillazione del ponte vale:

$$T = 2 \cdot \pi \cdot \frac{\sqrt{M_{totale\ struttura}}}{\sqrt{n_{isolatori} \cdot K_e}} = 1.861 \cdot \text{sec}$$

Con questo periodo è stato verificato lo spostamento sismico atteso.

La forza sismica complessiva corrispondente a questo periodo per lo stato limite di vita vale 5414 kN.

La forza sismica viene distribuita proporzionalmente al numero degli smorzatori presenti sulle spalle e sulle pile incrementando, a favore di sicurezza, la forza sulle spalle in ragione di una maggior rigidezza del complesso della spalla rispetto alla pila

Su ciascuna pila sono presenti 3 isolatori pertanto la forza che vi compete vale 1354 KN. Sulla spalla sono presenti altri 3 isolatori pertanto la forza che vi compete vale 1421 kN ottenuta incrementando, a favore di sicurezza, la forza dei dispositivi di appoggio in ragione di una maggior rigidezza del complesso della spalla rispetto alla pila.

La forza sismica inerziale della zattera della spalla, della zattera della pila e della pila stessa vale:

$$E_{zattera\ spalla} = 1904 \cdot kN$$

$$E_{pila} = 1475 \cdot kN$$

$$E_{zattera\ pila} = 1943 \cdot kN$$

6.5.9. GIUNTI DI DILATAZIONE

Per “capacità di spostamento” dei giunti di dilatazione posti alle estremità dell'impalcato si intende la capacità di deformarsi in allungamento (dilatazione), di accorciarsi (contrazione) e di deformarsi trasversalmente (scorrimento). I giunti previsti garantiscono:

- capacità di spostamento, senza danneggiarsi, l'assorbimento degli spostamenti longitudinali e trasversali dovuti al normale esercizio dell'opera (SLE) per le variazioni termiche, l'azione di frenatura, l'azione del vento, le azioni dei carichi mobili e quelle dovute ai carichi permanenti portati;
- capacità di spostamento, senza danneggiarsi, l'assorbimento degli spostamenti longitudinali e trasversali dovuti allo Stato Limite di Danno (SLD) in condizione sismica, opportunamente combinati con quelli derivanti dalle variazioni termiche e dai carichi permanenti portati;
- la fruibilità del ponte in condizioni sismiche violente (SLC) opportunamente combinato con le variazioni termiche e i carichi permanenti, anche se irreversibilmente danneggiati in termini di capacità di spostamento;
- l'assenza di fenomeni longitudinali di martellamento per un sisma violento (SLC) opportunamente combinato con le variazioni termiche e i carichi permanenti.

Si prevede pertanto l'adozione di giunti di dilatazione che presentino le seguenti caratteristiche:

- Capacità di spostamento longitudinale: +/- 110 mm;
- Capacità di scorrimento trasversale: +/- 65 mm;
- Carrabilità per spostamenti longitudinali: +/- 177 mm;
- Carrabilità per scorrimenti trasversali: +/- 135 mm.

tale da scongiurare fenomeni di martellamento in caso di sisma violento.

Il giunti di dilatazione previsto è tipo "GPE400" di produzione della FIP, tuttavia sono impiegabili prodotti equivalenti.