

LIAISON LYON - TURIN / COLLEGAMENTO TORINO - LIONE

Partie commune franco-italienne
Section transfrontalière

Parte comune italo-francese
Sezione transfrontaliera

NOUVELLE LIGNE LYON TURIN – NUOVA LINEA TORINO LIONE
PARTIE COMMUNE FRANCO-ITALIENNE – PARTE COMUNE ITALO-FRANCESE

PARTE IN TERRITORIO ITALIANO – PROGETTO IN VARIANTE
(OTTEMPERANZA ALLA PRESCRIZIONE N. 235 DELLA DELIBERA CIPE 19/2015)

CUP C11J05000030001 – PROGETTO DEFINITIVO

GENIE CIVIL / OPERE CIVILI

CONSTRUCTION – COSTRUZIONE
CHANTIERS SALBERTRAND – CANTIERIZZAZIONI SALBERTRAND
VOIRIE DE CHANTIER - VIABILITA' DI CANTIERE

PONT PROVISOIRE SUR LE DORA – NOTE DE CULÉES
PONTE PROVVISORIO SULLA DORA – RELAZIONE DI CALCOLO

Indice	Date/ Data	Modifications / Modifiche	Etabli par / Concepito da	Vérifié par / Controllato da	Autorisé par / Autorizzato da
0	16/12/2016	Première diffusion / Prima emissione	G. VERGNANO (st. 40) C. CARUSO (st. 40)	F. MAGNORFI C. OGNIBENE	L. CHANTRON A. MORDASINI
A	13/02/2017	Révision suite aux commentaires TELT / Revisione a seguito commenti TELT	G. VERGNANO (st. 40) C. CARUSO (st. 40)	F. MAGNORFI C. OGNIBENE	L. CHANTRON A. MORDASINI
B	10/03/2017	Passage au statut AP / Passaggio allo stato AP	G. VERGNANO (st. 40) C. CARUSO (st. 40)	F. MAGNORFI C. OGNIBENE	L. CHANTRON A. MORDASINI



CODE DOC	P	R	V	C	3	A	T	S	3	7	8	8	3	B
	Phase / Fase			Sigle étude / Sigla			Émetteur / Emittente			Numero			Indice	

A	P	N	O	T
Statut / Stato		Type / Tipo		

ADRESSE GED INDIRIZZO GED	C3A	//	//	33	75	10	10	01
------------------------------	------------	----	----	-----------	-----------	-----------	-----------	-----------

ECHELLE / SCALA
-



TELT sas – Savoie Technolac - Bâtiment "Homère"
13 allée du Lac de Constance – 73370 LE BOURGET DU LAC (France)
Tél. : +33 (0)4.79.68.56.50 – Fax : +33 (0)4.79.68.56.75
RCS Chambéry 439 556 952 – TVA FR 03439556952
Propriété TELT Tous droits réservés – Proprietà TELT Tutti i diritti riservati

Ce projet est cofinancé par l'Union européenne (DG-TREN)



Questo progetto è cofinanziato dall'Unione europea (TEN-T)

SOMMAIRE / INDICE

1. INTRODUZIONE	4
2. INDIVIDUAZIONE DEL MODELLO DI CALCOLO	5
2.1 Descrizione generale dell'opera	5
2.2 Criteri di progetto e livelli prestazionali	7
3. NORMATIVE DI RIFERIMENTO	8
4. MATERIALI	9
4.1 Calcestruzzo	10
4.2 Acciaio per cemento armato	11
4.1 Acciaio per carpenteria metallica	11
5. ANALISI CARICHI	13
5.1 Peso proprio	13
5.2 Permanenti portati	13
5.3 Spinta delle terre e sovraccarico variabile a tergo delle spalle	13
5.4 Variabili da traffico	14
5.5 Azione longitudinale di frenamento o di accelerazione	17
5.6 Azione del vento	18
5.7 Carico termico	18
6. CARATTERISTICHE GEOTECNICHE DEL TERRENO	20
6.1 Spinta statica permanente del terreno	20
6.2 Spinta sismica	21
7. AZIONE SISMICA	22
7.1 Modi di vibrare e masse partecipanti	25
7.2 Modi considerati nell'analisi con spettro di risposta	26
8. CASI E COMBINAZIONI DI CARICO	28
8.1 Casi di carico	28
8.2 Combinazioni	30
9. ANALISI E VERIFICHE CON L'AUSILIO DI CODICI DI CALCOLO	37
10. VERIFICHE GEOTECNICHE	42
10.1 Metodo di calcolo	42
10.2 SPALLE	48
10.2.1 Analisi delle sollecitazioni	48
10.2.2 Verifica a capacità portante e a scorrimento	59
10.2.3 Verifica a ribaltamento	60
10.2.4 Verifica di stabilità globale	61
10.3 MURI ANDATORI	63
10.3.1 Analisi delle sollecitazioni	63
10.3.2 Verifica a capacità portante e a scorrimento	71
10.3.3 Verifica a ribaltamento	72
10.3.4 Verifica di stabilità globale	73
11. VERIFICHE STRUTTURALI	75
11.1 Verifica a SLE - limitazione tensioni in esercizio	75
11.2 Verifica a SLE - fessurazione	75

Notes de des culées Pont provisoire sur le Dora - Relazione di calcolo Ponte provvisorio sulla Dora

11.3	Verifiche a SLU - flessione.....	75
12.	STRUTTURE IN C.A.	76
12.1	SPALLE.....	77
12.1.1	Paramento	77
12.1.2	Paragliaia.....	89
12.1.3	Muri d'ala.....	101
12.1.4	Fondazione	114
12.2	MURI ANDATORI.....	126
12.3	SOLETTA IMPALCATO (sp 25 cm)	136
12.4	SOLETTA (sp 46 cm)	152
13.	STRUTTURE METALLICHE	168
13.1	DIAGRAMMI DELLE SOLLECITAZIONI	168
13.2	ANALISI DI BUCKLING.....	180
13.3	IMPALCATO E RETICOLARE	182
14.	VERIFICA DEGLI SPOSTAMENTI	273
14.1	SPOSTAMENTI VERTICALI	273
14.2	VERIFICA DI GIUNTI E APPARECCHI D'APPOGGIO	275
15.	OPERE PROVVISORIALI	278

1. INTRODUZIONE

Le but de cette note est de dimensionner du pont-route qui franchit la Doire à Salbertrand (TO).

L'ouvrage métallique sur la Doire à Salbertrand est un pont de portée 67.00 m.
La largeur du tablier est de 11.55 m.
La hauteur totale de l'ouvrage est de 7.1 m.
La dalle béton a une épaisseur moyenne de 25cm.
Les pièces de pont sont également espacées de 3.30 m.

Lo scopo di questa relazione è dimensionare il ponte stradale che attraversa la Dora a Salbertrand (TO).

Il ponte metallico sulla Dora a Salbertrand è un ponte con campata di 67.00 m.
La larghezza del impalcato è 11.55m.
L'altezza totale dell'opera è 7.1 m.
La soletta di calcestruzzo ha uno spessore medio di 25 cm.
I traversi inferiori sono distanti tra loro di 3.30 m.

2. INDIVIDUAZIONE DEL MODELLO DI CALCOLO

2.1 Descrizione generale dell'opera

L'opera è classificabile ai sensi del DM 2008 come ponte stradale di prima categoria, a via inferiore con sistema misto acciaio (corten) – cls a campata unica ad asse rettilineo, avente schema statico di trave in semplice appoggio, con una luce di 67,00 m.

L'impalcato è composto da una carreggiata di larghezza 7,00 m (2 corsie) e un marciapiede pedonale protetto, per una larghezza complessiva compresi gli archi di 11,55 m.

La struttura metallica è costituita da due travi reticolari di altezza variabile, ai bordi dell'impalcato, con interasse di 10,95 metri.

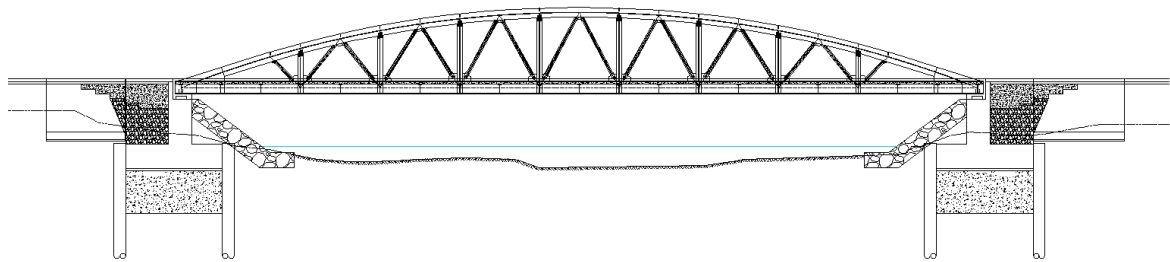
Le reticolati sono previste con una briglia superiore realizzata da un elemento composto a doppio T saldato di larghezza 60 cm con l'inerzia maggiore sul piano orizzontale e da una briglia inferiore anch'essa composta da una sezione a doppio T di altezza 100 cm.

I montanti della reticolare sono costituiti da elementi a doppio T, mentre i diagonali sono costituiti da tubolari di diametro 273 mm.

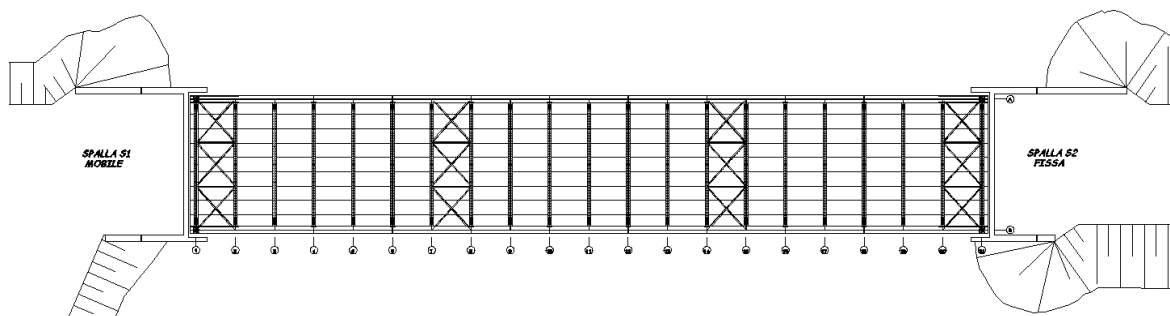
Le briglie inferiori risultano collegate tramite giunzioni bullonate, al livello dell'impalcato, ai trasversi ad anima piena, con interasse di 3,30 metri.

La soletta in calcestruzzo ha uno spessore costante di 25 cm, gettata su lastre prefabbricate autoportanti e connessa ai trasversi tramite pioli di tipo Nelson.

L'impalcato presenta lungo il suo sviluppo quattro controventature di piano.



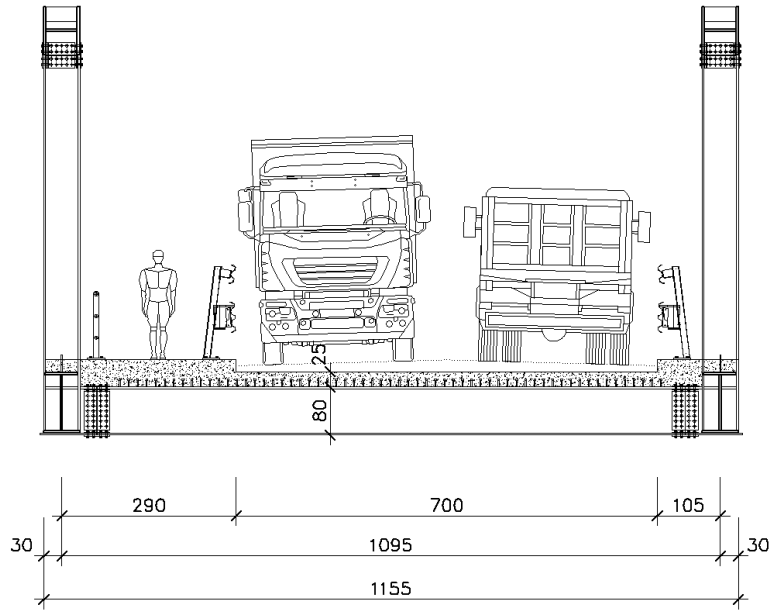
Ponte sulla Dora_Sezione longitudinale



Ponte sulla Dora_Pianta impalcato

Al fine del trasporto degli elementi metallici, si è previsto di suddividere le briglie della reticolare in 7 conci di lunghezza inferiore ai 12,0 metri che verranno assemblati in opera tramite giunzioni saldate a completa penetrazione.

Note de des culées Pont sur le Dora - Relazione di calcolo Ponte sulla Dora

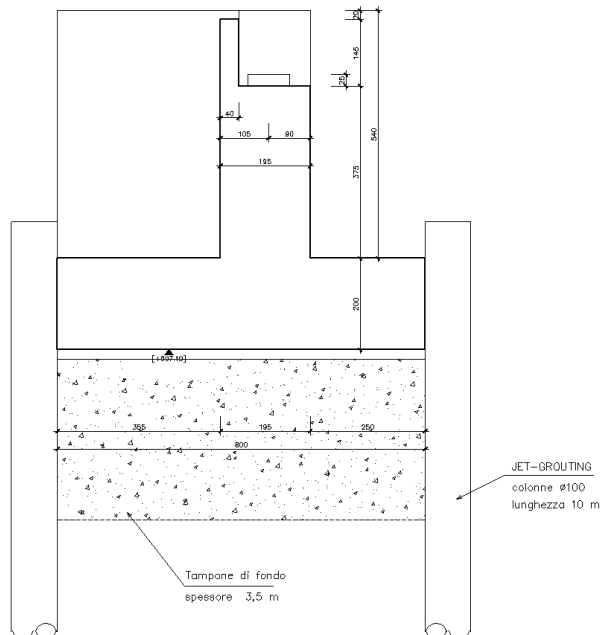


Ponte sulla Dora_Sezione trasversale impalcato

Alle estremità del ponte sono presenti delle spalle realizzate con un getto di calcestruzzo che garantiscono l'appoggio dell'impalcato e l'assorbimento delle spinte sismiche. Gli appoggi del ponte sono previsti in corrispondenza delle travi reticolari, garantendo l'appoggio per il posizionamento dei martinetti per la futura manutenzione.

La spalla S1 risulta essere mobile mentre la spalla S2 è fissa. Le spalle sono state calcolate come fondazioni dirette.

Al fine di poter eseguire gli scavi in falda, si prevedono attorno alle fondazioni una corona di pali in Jet-grouting aventi 100 cm di diametro e lunghezza 10 m, con un tampone di fondo di spessore 3,5 m.



Ponte sulla Dora_Sezione trasversale spalla

2.2 Criteri di progetto e livelli prestazionali

La struttura è composta da parti costituite da materiali differenti, si ha infatti che:

- le spalle sono realizzate in c.a. gettato in opera di classe C25/30;
- la soletta di ricoprimento impalcato è realizzata in c.a. gettato in opera di classe C32/40;
- le travi reticolari e l'impalcato sono realizzati in acciaio Corten S355J0;

Le strutture interrato verranno trattate con opportuni sistemi di impermeabilizzazione al fine di contenere le eventuali infiltrazioni.

Tutte le strutture dovranno rispettare quanto stabilito dalla normativa vigente in quanto classe di esposizione, consistenza e resistenza.

L'analisi strutturale viene effettuata in base alle normative vigenti. In particolare per la definizione dei carichi, le analisi e le verifiche si è fatto riferimento al quadro normativo delineato dal D.M. 14/01/08 (Norme Tecniche per le Costruzioni).

Per quanto non riportato sul Decreto sono seguite le indicazioni degli Eurocodici e della Circolare applicativa delle NTC medesime del 02/02/2009.

Le verifiche degli elementi è svolta seguendo il metodo degli Stati Limite.

L'approccio progettuale adottato è quindi il seguente:

- definizione della normativa base di riferimento (sisma, vento, carichi);
- acquisizione dei parametri geologico/geotecnici;
- definizione dei carichi;
- valutazione della sicurezza strutturale (resistenza a SLU, a SLE e a eventi accidentali, come incendio, sisma...);
- valutazione del comportamento in esercizio (durabilità e fessurazione, comfort...).

Per la valutazione delle azioni si è fatto riferimento all'allegato B delle NTC con riferimento alle coordinate dell'area su cui sorgerà il fabbricato.

Per le tipologie strutturali proposte si è stabilito di utilizzare un termine di "vita nominale" maggiore od uguale a 50 anni (§2.4.1 del NTC 2008).

La "classe d'uso" considerata per la struttura, è la II.

Si considera un fattore di struttura $q = 1$; la modellazione agli elementi finiti dell'intera struttura viene eseguita con il programma Straus7 ver.2.4.6.

E' stato verificato il comportamento di insieme delle strutture medesime in condizioni di esercizio ed in condizioni ultime.

La durabilità delle strutture in calcestruzzo armato dovrà essere garantita dallo studio di un mix design per i getti in c.a. che sarà tarato in funzione delle condizioni ambientali del sito e mediante l'adozione di idonei copriferri.

3. NORMATIVE DI RIFERIMENTO

L'analisi della struttura in oggetto è stata effettuata applicando i metodi usuali della Scienza delle Costruzioni ed in conformità alle normative e leggi vigenti:

- L. 05/11/1971 n. 1086:** “Norme per la disciplina delle opere in conglomerato cementizio armato normale e precompresso ed a struttura metallica”;
- D.M. 14 gennaio 2008:** “Norme Tecniche per le Costruzioni”;
- Circ. Min. 02/02/2009 n.617:** “Istruzione per l'applicazione delle “Nuove norme tecniche per le costruzioni” di cui al decreto ministeriale 14 gennaio 2008”;
- UNI EN 1991-1-5-2005:** EC1 - Parte 1-5 “Azioni termiche”
- UNI EN 1992-2005:** EC2 - “Progettazione strutture in calcestruzzo”;
- UNI EN 1993-2005:** EC3 - “Progettazione strutture in acciaio”;
- UNI EN 1994-2005:** EC4 - “Progettazione strutture composte in acciaio-calcestruzzo”;
- UNI EN 1997-2005:** EC7 - “Progettazione geotecnica”;
- UNI EN 1998-2005:** EC8 - “Progettazione strutture per la resistenza sismica”;
- UNI EN 206-1-2006:** “Calcestruzzo – Specificazione, prestazione, produzione e conformità”;
- UNI 11104-2004:** “Calcestruzzo – Specificazione, prestazione, produzione e conformità – istruzioni complementari per l'applicazione della EN 206-1”;
- D.M. 03/12/1987:** “Norme tecniche per la progettazione, esecuzione e collaudo delle costruzioni prefabbricate”;
- Circ. Min. LL.PP. 16/03/1989:** “Istruzioni in merito alle norme tecniche per la progettazione, esecuzione e collaudo delle costruzioni prefabbricate”;
- CNR 10024/84:** “Analisi di strutture mediante elaboratore: impostazione e redazione delle relazioni di calcolo”.
- G.U. n.73 del 27/3/2013 (Suppl. ord. n.21)** “Appendice nazionale italiana alla UNI EN 1991-1-5:2005 - Parametri da adottare per le azioni termiche sulle strutture”;

4. MATERIALI

Durabilità

Il presente capitolo consiste nella valutazione dei requisiti di durabilità richiesti. Una struttura durevole deve soddisfare i requisiti di attitudine al servizio, resistenza e stabilità durante la sua vita utile di progetto, senza presentare perdite significative di funzionalità né richiedere manutenzione straordinaria eccessiva. La protezione delle armature d'acciaio contro la corrosione dipende dalla massa volumica, dalla qualità e dallo spessore del copriferro di calcestruzzo e dalla fessurazione. La massa volumica e la qualità del copriferro si ottengono controllando il massimo rapporto acqua/cemento e il minimo contenuto di cemento e possono essere associate ad una classe di resistenza minima del calcestruzzo. Oggetto di questo capitolo sono le strutture in calcestruzzo armato di peso normale delle quali vengono fornite le caratteristiche in termini di classe di resistenza, composizione e copriferro.

Classe di esposizione ambientale

Le condizioni di esposizione sono le condizioni chimiche e fisiche alle quali la struttura è esposta, in aggiunta alle azioni meccaniche. Le condizioni ambientali sono classificate secondo il prospetto 4.1 dell'Eurocodice 2, basato sulla EN 206-1.

Le strutture di fondazione sono soggette a corrosione indotta da carbonatazione per contatto con acqua in condizioni di bagnato-raramente asciutto. Condizioni queste che corrispondono alla classe XC2.

La norma UNI 206-1 indica che la classe di resistenza minima corrispondente ad una classe di esposizione XC2 è C25/30.

	Nessun rischio di corrosione dell'armatura		Corrosione delle armature indotta dalla carbonatazione		
	X0	XC1	XC2	XC3	XC4
Massimo rapporto a/c	-	0,60	0,55	0,50	
Minima classe di resistenza ¹⁾	C12/15	C25/30	C28/35	C32/40	
Minimo contenuto in cemento (kg/m ³)	-	300	320	340	
Contenuto minimo in aria (%)					
Altri requisiti					

Note de des culées Pont sur le Dora - Relazione di calcolo Ponte sulla Dora

L'impalcato è soggetto a corrosione indotta da cicli gelo-disgelo con presenza di sali disgelanti. Condizioni queste che corrispondono alla classe XF4.

La norma UNI 206-1 indica che la classe di resistenza minima corrispondente ad una classe di esposizione XF4 è C30/37.

Attacco gelo/disgelo			
XF1	XF2	XF3	XF4
0,55	0,55	0,50	0,45
C30/37	C25/30	C30/37	C30/37
300	300	320	340
-	4,0 ^{a)}	4,0 ^{a)}	4,0 ^{a)}

Aggregati in accordo alla EN 12620 con sufficiente resistenza al gelo/disgelo

4.1 Calcestruzzo

Per sottofondazioni

Classe di resistenza: C12/15
 Contenuto minimo di cemento: 150 kg/m³

Fondazioni e muri

Classe di resistenza: C25/30
 Classe di esposizione: XC2
 Modulo elastico: $E_c = 31.447 \text{ N/mm}^2$
 Resistenza caratteristica a compressione cilindrica: $f_{ck} = 24,90 \text{ N/mm}^2$
 Resistenza media a compressione cilindrica: $f_{cm} = 32,90 \text{ N/mm}^2$
 Resistenza di calcolo a compressione: $f_{cd} = 14,11 \text{ N/mm}^2$
 Resistenza a trazione (valore medio): $f_{ctm} = 2,56 \text{ N/mm}^2$
 Resistenza caratteristica a trazione: $f_{ctk} = 1,79 \text{ N/mm}^2$
 Copriferro: $c = 50 \text{ mm}$

Note de des culées Pont sur le Dora - Relazione di calcolo Ponte sulla Dora

Soletta impalcato

Classe di resistenza:	C32/40
Classe di esposizione:	XF4
Modulo elastico:	$E_c = 33.643 \text{ N/mm}^2$
Resistenza caratteristica a compressione cilindrica:	$f_{ck} = 33,20 \text{ N/mm}^2$
Resistenza media a compressione cilindrica:	$f_{cm} = 41,20 \text{ N/mm}^2$
Resistenza di calcolo a compressione:	$f_{cd} = 18,81 \text{ N/mm}^2$
Resistenza a trazione (valore medio):	$f_{ctm} = 3,10 \text{ N/mm}^2$
Resistenza caratteristica a trazione:	$f_{ctk} = 2,17 \text{ N/mm}^2$
Copriferro:	$c = 55 \text{ mm}$

4.2 Acciaio per cemento armato

Si utilizzano barre ad aderenza migliorata in acciaio con le seguenti caratteristiche meccaniche:

	B450C
Tensione caratteristica di snervamento:	$f_{yk} = 450 \text{ N/mm}^2$
Tensione caratteristica di rottura:	$f_{tk} = 540 \text{ N/mm}^2$
Resistenza di calcolo a trazione:	$f_{yd} = 391,30 \text{ N/mm}^2$
Modulo elastico	$E_s = 210.000 \text{ N/mm}^2$

4.1 Acciaio per carpenteria metallica

Si utilizza un acciaio per carpenteria metallica aventi le seguenti caratteristiche:

	CORTEN S355
Tensione caratteristica di snervamento:	$f_{yk} = 355 \text{ N/mm}^2$
Tensione caratteristica di rottura:	$f_{tk} = 510 \text{ N/mm}^2$
Resistenza di calcolo a trazione:	$f_{yd} = 338,09 \text{ N/mm}^2$
Modulo elastico	$E_s = 210.000 \text{ N/mm}^2$

Note de des culées Pont sur le Dora - Relazione di calcolo Ponte sulla Dora

Si utilizzano pioli tipo Nelson in acciaio per carpenteria metallica aventi le seguenti caratteristiche:

Tensione caratteristica di snervamento:	$f_{yk} =$	350	N/mm ²
Tensione caratteristica di rottura:	$f_{tk} =$	450	N/mm ²
Modulo elastico	$E_s =$	210.000	N/mm ²

5. ANALISI CARICHI

Le azioni considerate nel modello della struttura sono:

- peso proprio (g_1)
- permanenti portati (g_2)
- spinta delle terre (g_3)
- variabili da traffico (q_1)
- azione longitudinale di frenamento o di accelerazione (q_3)
- vento (q_5)
- neve (trascurabile a fronte del carico variabile)
- azioni sismiche (q_6)
- carico termico
- ritiro (non è stato considerato in virtù dell'utilizzo di additivi anti-ritiro nel mix design del calcestruzzo)

5.1 Peso proprio

Il carico di peso proprio tiene conto del peso volumico dell'acciaio $\gamma_s = 78,5 \text{ kN/m}^3$ e del calcestruzzo pari a $\gamma_{cls} = 25 \text{ kN/m}^3$ e sono valutati in automatico dal programma di calcolo.

5.2 Permanenti portati

I permanenti sono costituiti dalla sovrastruttura in conglomerato bituminoso e dalle barriere laterali, per i quali si considera:

- Conglomerato bituminoso ($\gamma_{bitume} = 22 \text{ kN/m}^3$, $sp_{medio} = 0,15\text{m}$) $3,30 \text{ kN/m}^2$
- Barriere laterali $0,75 \text{ kN/m}$

5.3 Spinta delle terre e sovraccarico variabile a tergo delle spalle

La spinta che la terra produce su un muro di contenimento è strettamente legata alla deformabilità di quest'ultimo. Una struttura rigida, incapace di subire deformazioni anche di piccola entità subirà una pressione pari ai carichi verticali moltiplicati per il coefficiente di spinta a riposo K_0 . Se essa invece è in grado di ruotare, traslare o deformarsi, la pressione sarà legata al coefficiente di spinta attiva K_a .

5.4 Variabili da traffico

Si fa riferimento al D.M. 14.01.08 – norme tecniche, di cui si riporta una breve sintesi.

Definizione delle corsie convenzionali

Le larghezze w_i delle corsie convenzionali su una carreggiata ed il massimo numero (intero) possibile di tali corsie su di essa sono indicati nel prospetto seguente (Fig. 5.1.1 e Tab. 5.1.I).



Figura 5.1.1 – Esempio di numerazione delle corsie

Se non diversamente specificato, qualora la carreggiata di un impalcato da ponte sia divisa in due parti separate da una zona spartitraffico centrale, si distinguono i casi seguenti:

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

Tabella 5.1.I - Numero e Larghezza delle corsie

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

La disposizione e la numerazione delle corsie va determinata in modo da indurre le più sfavorevoli condizioni di progetto. Per ogni singola verifica il numero di corsie da considerare caricate, la loro disposizione sulla carreggiata e la loro numerazione vanno scelte in modo che gli effetti della disposizione dei carichi risultino i più sfavorevoli. La corsia che, caricata, dà l'effetto più sfavorevole è numerata come corsia Numero 1; la corsia che dà il successivo effetto più sfavorevole è numerata come corsia Numero 2, ecc.

Quando la carreggiata è costituita da due parti separate portate da uno stesso impalcato, le corsie sono numerate considerando l'intera carreggiata, cosicché vi è solo una corsia 1, solo una corsia 2 ecc, che possono appartenere alternativamente ad una delle due parti.

Quando la carreggiata consiste di due parti separate portate da due impalcati indipendenti, per il progetto di ciascun impalcato si adottano numerazioni indipendenti. Quando, invece, gli impalcati indipendenti sono portati da una singola pila o da una singola spalla, per il progetto della pila o della spalla si adotta un'unica numerazione per le due parti. Per ciascuna singola verifica e per ciascuna corsia convenzionale, si applicano gli Schemi di Carico definiti nel

seguito per una lunghezza e per una disposizione longitudinale, tali da ottenere l'effetto più sfavorevole.

Schemi di carico

Le azioni variabili del traffico, comprensive degli effetti dinamici, sono definite dai seguenti Schemi di Carico:

Schema di Carico 1: è costituito da carichi concentrati su due assi in tandem, applicati su impronte di pneumatico di forma quadrata e lato 0,40 m, e da carichi uniformemente distribuiti come mostrato in Fig. 5.1.2. Questo schema è da assumere a riferimento sia per le verifiche globali, sia per le verifiche locali, considerando un solo carico tandem per corsia, disposto in asse alla corsia stessa. Il carico tandem, se presente, va considerato per intero.

Schema di Carico 2: è costituito da un singolo asse applicato su specifiche impronte di pneumatico di forma rettangolare, di larghezza 0,60 m ed altezza 0,35 m. Questo schema va considerato autonomamente con asse longitudinale nella posizione più gravosa ed è da assumere a riferimento solo per verifiche locali. Qualora sia più gravoso si considererà il peso di una singola ruota di 200 kN. Schema di Carico 3: è costituito da un carico isolato da 150 kN con impronta quadrata di lato 0,40m. Si utilizza per verifiche locali su marciapiedi non protetti da sicurvia.

Schema di Carico 4: è costituito da un carico isolato da 10 kN con impronta quadrata di lato 0,10m. Si utilizza per verifiche locali su marciapiedi protetti da sicurvia e sulle passerelle pedonali.

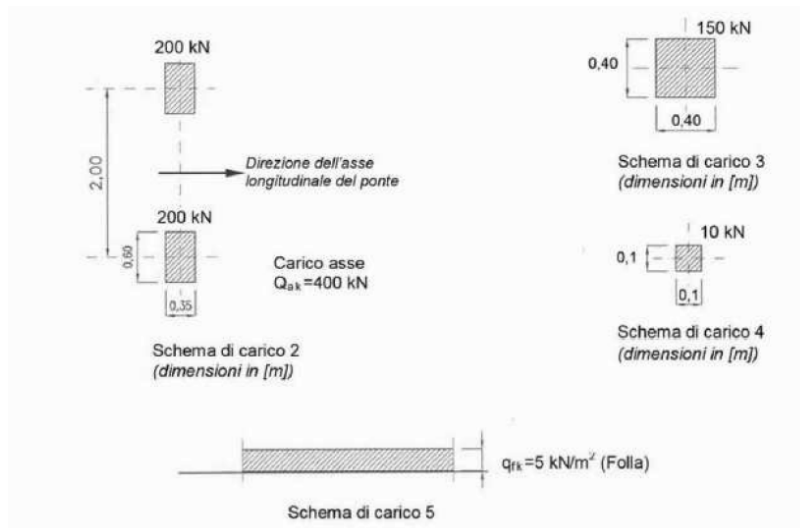
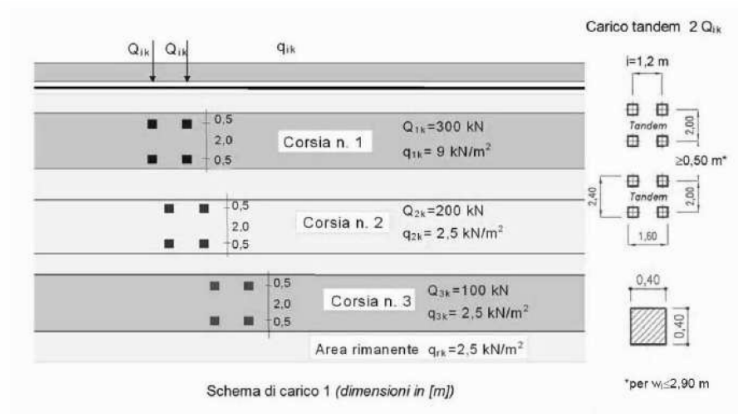
Schema di Carico 5: costituito dalla folla compatta, agente con intensità nominale, comprensiva degli effetti dinamici, di 5 kN/m². Il valore di combinazione è invece di 2,5 kN/m². Il carico folla deve essere applicato su tutte le zone significative della superficie di influenza, inclusa l'area dello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

Categorie Stradali

L'impalcato viene considerato di 1^a Categoria: ponti per il transito dei carichi mobili sopra indicati con il loro intero valore.

Disposizione dei carichi mobili

Il numero delle colonne di carichi mobili da considerare nel calcolo dei ponti di 1^a e 2^a Categoria è quello massimo compatibile con la larghezza della carreggiata, comprese le eventuali banchine di rispetto e per sosta di emergenza, nonché gli eventuali marciapiedi non protetti e di altezza inferiore a 20 cm, tenuto conto che la larghezza di ingombro convenzionale è stabilita per ciascuna colonna in 3,00 m.



In ogni caso il numero delle colonne non deve essere inferiore a 2, a meno che la larghezza della sede stradale sia inferiore a 5,40 m. La disposizione dei carichi ed il numero delle colonne sulla carreggiata saranno volta per volta quelli che determinano le condizioni più sfavorevoli di sollecitazione per la struttura, membratura o sezione considerata. Per i ponti di 1^a Categoria si devono considerare, compatibilmente con le larghezze precedentemente definite, le seguenti intensità dei carichi:

Note de des culées Pont sur le Dora - Relazione di calcolo Ponte sulla Dora

Intensità dei carichi Q_{ik} e q_{ik} per le diverse corsie

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

Schema di carico adottato

Nel modello è stato analizzato lo Schema di carico 1 avente le seguenti caratteristiche:

- $L = 7,00$ m larghezza della carreggiata
- 2 corsie

Corsia 1

- $w_1 = 3,00$ m larghezza corsia
- $Q_{k1} = 300$ kN carico per asse
- $q_{k1} = 9$ kN/m²

Corsia 2

- $w_2 = 3,00$ m larghezza corsia
- $Q_{k2} = 200$ kN carico per asse
- $q_{k2} = 2,50$ kN/m²

Parte rimanente

- $w = 1,00$ m larghezza rimanente
- $q_k = 2,50$ kN/m²

Marciapiede

- $w = 3,00$ m larghezza marciapiede (a favore di sicurezza sommate le due parti rialzate dalla carreggiata)
- $q_k = 2,50$ kN/m² carico folla

5.5 Azione longitudinale di frenamento o di accelerazione

La forza di frenamento o di accelerazione q_3 è funzione del carico verticale totale agente sulla corsia convenzionale n. 1 ed è uguale a:

$$180 \text{ kN} \leq q_3 = 0,6 (2Q_{1k}) + 0,10q_{1k} \times w_1 \times L \leq 900 \text{ kN}$$

La forza, applicata a livello della pavimentazione ed agente lungo l'asse della corsia, è assunta uniformemente distribuita sulla lunghezza caricata L e include gli effetti di interazione. L'azione frenante massima complessiva vale:

$$q_3 = 0,6 (2 \times 300) + 0,10 \times 9 \times 3 \times 67 = 541 \text{ kN}$$

5.6 Azione del vento

Il presente paragrafo riguarda la valutazione dell'azione del vento come prescritto da normativa di riferimento DM2008. L'azione del vento può essere convenzionalmente assimilata ad un carico orizzontale statico, diretto ortogonalmente all'asse del ponte e/o diretto nelle direzioni più sfavorevoli per alcuni dei suoi elementi. Tale azione si considera agente sulla proiezione nel piano verticale delle superfici direttamente investite.

La superficie dei carichi transitanti sul ponte esposta al vento si assimila ad una parete rettangolare continua dell'altezza di 3 m a partire dal piano stradale.

- Quota sito 1005 m
- Zona appartenenza sito 1 (Piemonte)
- Periodo di ritorno 50 anni
- Classe di rugosità del terreno D (area priva di ostacoli)
- Categoria di esposizione sito IV
- Quota dal suolo 13,00 m
- $c_e(z)$ 1,96
- q_b 0,392 kN/m²
- p 0,77 kN/m²

Per la determinazione del coefficiente di pressione del vento c_p ci si è riferiti a quanto specificato dalla Circ. Min. 02/02/2009 n.617 al paragrafo 3.3.10.4.1 in merito alle Travi isolate. Su ognuna delle travi reticolari si ha pertanto:

- $S = 332 \text{ m}^2$ Superficie delimitata dal contorno trave
- $S_{vuoti} = 183 \text{ m}^2$ Superficie vuoti
- $S_p = S - S_{vuoti} = 149 \text{ m}^2$ Superficie della parte piena della trave
- $\varphi = S_p / S = 0,45$
- $c_p = 1,6$ coefficiente di pressione (con $0,3 < \varphi < 0,8$)

La pressione totale è stata esercitata sulla superficie piena S_p della reticolare.

5.7 Carico termico

Le azioni termiche sono state prese in conto in merito a quanto stabilisce l'EN 1991 1-5 al paragrafo 6.1 relativamente agli impalcati da ponte. Detta normativa raccomanda che i valori rappresentativi delle azioni termiche siano stimati attraverso la componente di temperatura uniforme (punto 6.1.3) e la componente di differenza di temperatura (punto 6.1.4). Per la struttura in esame si ha:

- $T_{max} = 41^\circ\text{C}$ temperatura massima dell'aria all'ombra (a livello del mare)
- $T_{min} = -18^\circ\text{C}$ temperatura minima dell'aria all'ombra (a livello del mare)
- Zona = Tipo I Piemonte (ann.nazionale)
dove per tale zona l'annesso nazionale specifica:
 $T_{max,h} = T_{max} - 6,16 h/1000$ $h = \text{quota del sito (m)}$
 $T_{min,h} = T_{min} - 4,38 h/1000$ $h = \text{quota del sito (m)}$

Note de des culées Pont sur le Dora - Relazione di calcolo Ponte sulla Dora

dove:

- $h = 1000 \text{ m}$ s.l.m. quota del sito
- $T_{\max,h} = 34,8^\circ\text{C}$ temperatura massima aria all'ombra (in sito) (ann.nazionale)
- $T_{\min,h} = -22,4^\circ\text{C}$ temperatura minima aria all'ombra (in sito) (ann.nazionale)

Travi reticolari

- isoterma Tipo 1 trave reticolare (EC1-1-5 fig. 6.1)
- $T_{e,\max} = 52^\circ\text{C}$ temperatura uniforme, massima, travi reticolari
- $T_{e,\min} = -25^\circ\text{C}$ temperatura uniforme, minima, travi reticolari

Si calcola l'intervallo della componente uniforme di temperatura:

$$\Delta T_{N,\text{exp}} = T_{e,\max} - T_0 \quad T_0 = \text{temperatura iniziale del ponte}$$
$$\Delta T_{N,\text{con}} = T_0 - T_{e,\min} \quad T_0 = \text{temperatura iniziale del ponte}$$

- $T_0 = 15^\circ\text{C}$ temperatura iniziale del ponte
- $\Delta T_{N,\text{exp}} = 37^\circ\text{C}$ intervallo di massima espansione (valore caratteristico)
- $\Delta T_{N,\text{con}} = -40^\circ\text{C}$ intervallo di massima contrazione (valore caratteristico)

Impalcato

- isoterma Tipo 2 impalcato a struttura composta (EC1-1-5 fig. 6.1)
- $T_{e,\max} = 40^\circ\text{C}$ temperatura uniforme, massima, impalcato
- $T_{e,\min} = -18^\circ\text{C}$ temperatura uniforme, minima, impalcato

Si calcola l'intervallo della componente uniforme di temperatura:

- $T_0 = 15^\circ\text{C}$ temperatura iniziale del ponte
- $\Delta T_{N,\text{exp}} = 25^\circ\text{C}$ intervallo di massima espansione (valore caratteristico)
- $\Delta T_{N,\text{con}} = -33^\circ\text{C}$ intervallo di massima contrazione (valore caratteristico)
- $\Delta T_{M,\text{heat}} = +15^\circ\text{C}$ differenza di temperatura lineare, parte superiore (prospetto 6.1)
- $\Delta T_{M,\text{cool}} = -18^\circ\text{C}$ differenza di temperatura lineare, parte inferiore (prospetto 6.1)

Appoggi e giunti (Travi reticolari)

Con riferimento al punto 6.1.3.3 (Nota 2) si ha:

$$\Delta T_{N,\text{exp GIUNTO}} = (\Delta T_{N,\text{exp}} + 20)^\circ\text{C}$$

$$\Delta T_{N,\text{con GIUNTO}} = (\Delta T_{N,\text{con}} + 20)^\circ\text{C}$$

- $\Delta T_{N,\text{exp GIUNTO}} = 57^\circ\text{C}$ intervallo di massima espansione (valore caratteristico)
- $\Delta T_{N,\text{con GIUNTO}} = -60^\circ\text{C}$ intervallo di massima contrazione (valore caratteristico)

Appoggi e giunti (Impalcato)

- $\Delta T_{N,\text{exp GIUNTO}} = 45^\circ\text{C}$ intervallo di massima espansione (valore caratteristico)
- $\Delta T_{N,\text{con GIUNTO}} = -53^\circ\text{C}$ intervallo di massima contrazione (valore caratteristico)

6. CARATTERISTICHE GEOTECNICHE DEL TERRENO

Per calcolare la spinta delle terre (depositi alluvionali ghiaioso-sabbioso) si sono utilizzate le seguenti caratteristiche:

- **Terreno in sito**

$$\gamma = 20 \text{ kN/m}^3 \quad \phi = 33^\circ \quad \text{coesione} = 0 \text{ kN/m}^2$$

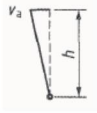
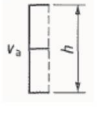
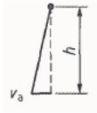

6.1 Spinta statica permanente del terreno

Nel caso in cui le deformazioni siano impedito da una struttura che non ceda in alcun punto, la pressione esercitata è nota come Spinta a Riposo. Questo concetto è esteso ai muri cantinati nei quali gli spostamenti trasversali sono contrastati dai vincoli offerti dalle eventuali solette orizzontali a cui essi sono connessi.

L'utilizzo della Spinta Attiva è preordinato allo scivolamento di un cuneo di terreno a tergo dell'opera di sostegno il quale permette di mobilitare la Spinta stessa. In letteratura sono presenti alcuni riferimenti riguardo agli spostamenti orizzontali minimi che si devono verificare per poter utilizzare questo modello di calcolo:

$\Delta v/h = 0.1-0.2\%$ dell'altezza h del muro di sostegno (Lancellotta, Geotecnica)

$\Delta v/h$ limite è fornito dalla seguente tabella presente nell'EC7 all'Annex C (tabella C.1 e C.2):

Kind of wall movement		v_a/h loose soil %	v_a/h dense soil %
a)		0,4 to 0,5	0,1 to 0,2
b)		0,2	0,05 to 0,1
c)		0,8 to 1,0	0,2 to 0,5
d)		0,4 to 0,5	0,1 to 0,2
where: v_a is the wall motion to mobilise active earth pressure h is the height of the wall			

Valutando gli spostamenti in combinazione Rara delle azioni, per il terreno avente $\gamma = 20 \text{ kN/m}^3$ e $\phi = 33^\circ$, si ha che:

- la struttura delle spalle è soggetta alla Spinta a Riposo con: $K_0 = 1 - \sin\phi = 0,455$;
- la struttura dei muri andatori è soggetta alla Spinta Attiva con: $K_a = \tan^2\left(45 - \frac{\phi}{2}\right) = 0,295$.

6.2 Spinta sismica

Le NTC 2008 specificano al punto 7.11.6.2.1 che è lecito procedere con l'analisi pseudo-statica considerando il cuneo di terreno a tergo dell'opera in stato limite attivo (Metodo Mononobe-Okabe) se la struttura può spostarsi, quindi seguendo le stesse restrizioni prese in considerazione per la spinta statica; per quei muri in cui non si mobilita la Spinta Attiva, si cerca un approccio alternativo come indicato dall'EC8 PART 5 al punto 7.3.2.1:

- (3) Nel caso di strutture rigide, come muri di cantinato o muri a gravità fondati su roccia o su pali, si sviluppano spinte maggiori di quella attiva, ed è più appropriato ipotizzare il terreno in uno stato di riposo come mostrato nel punto E.9. Si raccomanda di ipotizzare ciò anche per i muri di contenimento tirantati ove non sia permesso alcun movimento.

E.9

Forze causate dalla spinta del terreno per strutture rigide

Nel caso di strutture rigide che sono completamente vincolate, in modo tale che non può svilupparsi nel terreno uno stato di spinta attiva, e per un muro verticale con terrapieno a superficie orizzontale, la forza dinamica dovuta all'incremento di spinta del terreno può essere preso uguale a:

$$\Delta P_d = \alpha \cdot S \cdot \gamma \cdot H^2 \quad (\text{E.19})$$

dove:

H è l'altezza del muro.

Il punto di applicazione può essere preso a metà dell'altezza.

α è il rapporto a_g/g

$S = S_T \cdot S_S$ dove: S_T fattore Topografico e S_S fattore Stratigrafico

Questa formulazione si adatta a quanto descritto dalle Norme Tecniche 2008 a proposito dei metodi di analisi pseudo-statici ed è conosciuta in letteratura come metodo di Wood.

Si sono utilizzate le formulazioni di Wood per tutti i muri della spalla poiché sono soggetti a Spinta a Riposo.

Si sono utilizzate le formulazioni di Mononobe-Okabe per tutti i muri andatori poiché sono soggetti a Spinta Attiva.

7. AZIONE SISMICA

Ai sensi del par. 3.2 delle NTC 2008 si è proceduto alla definizione di spettri di risposta adeguati. Innanzitutto sono state determinate le coordinate dell'area di interesse pari a 45,072717° latitudine NORD e 6,889706° longitudine EST, quindi sono stati valutati i parametri a_g , F_0 e T_c^* in tali coordinate andando a fare una media pesata tra i valori riportati all'allegato B delle NTC per i valori assunti nei 4 vertici del reticolo all'interno dei quali cade il punto di interesse.



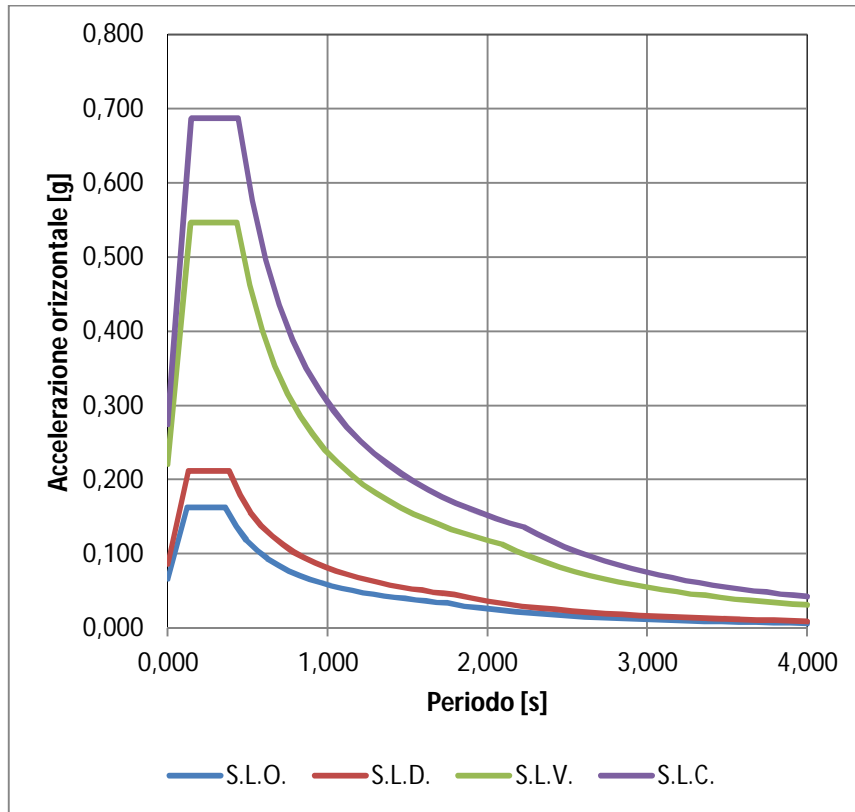
Si considera vita nominale 50 anni e classe d'uso II dell'edificio e si classifica il sedime fondale in categoria "C" ai sensi della Tab. 3.2.II delle NTC.

I dati di ingresso per la valutazione degli spettri per i differenti Stati Limite sono:

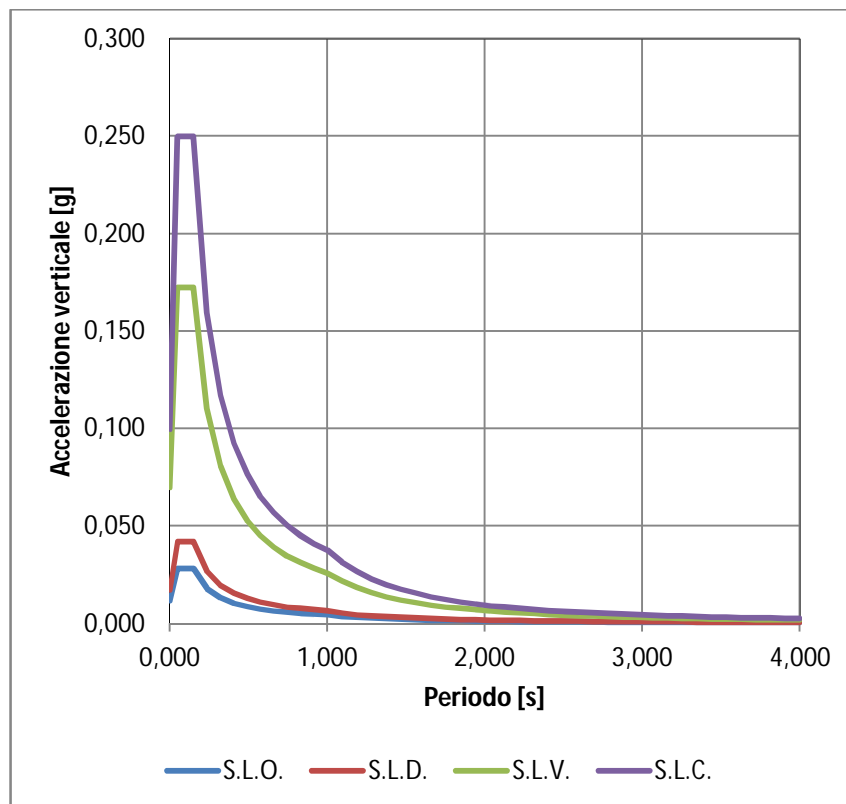
STATO	T_R	a_g	F_0	T_c^*
LIMITE	[anni]	[g]	[-]	[s]
SLO	30	0,037	2,444	0,203
SLD	50	0,048	2,435	0,223
SLV	475	0,123	2,477	0,267
SLC	975	0,156	2,504	0,275

Pertanto gli spettri di risposta elastici in accelerazione per i differenti Stati Limite sono i seguenti:

Note de des culées Pont sur le Dora - Relazione di calcolo Ponte sulla Dora



Spettro di risposta elastico orizzontale



Spettro di risposta elastico verticale

- Ponte sito in località SALBERTRAND (lat 45,072717° N, long 6,889706° E)
- Vita nominale dell'opera $VN = 50$ anni
- Classe d'uso II
- Coefficiente d'uso $CU = 1,0$
- Categoria del suolo di fondazione = C
- Coeff. di amplificazione stratigrafica $S_s = 1,5$
- Coeff. di amplificazione topografica $S_T = 1,2$
- $S = S_s \cdot S_T = 1,80$

Come previsto dalla norma si valuteranno gli spettri di accelerazione relativi al seguente Stato Limite:

- SLV (Stato limite di salvaguardia della vita) assume rilevanza per le verifiche di resistenza e le verifiche di spostamento (martellamento).

Il valore del fattore di struttura è stato determinato come segue:

- $q_0 = 1$ (strutture rigidamente connesse al suolo)
- $K_R = 1$ (regolare in altezza)

Ne consegue che il fattore di struttura vale: $q = 1$ e pertanto la struttura viene progettata in termini di resistenza e non di duttilità, eseguendo l'analisi dinamica. Da tale assunzione segue che non verranno considerate le disposizioni costruttive del cap.7 del TU08 ossequiando comunque le richieste della normativa riportate nel cap.4.

Secondo quanto disposto al paragrafo 7.9.3. delle NTC è stata considerata l'eccentricità accidentale dei carichi pari a 0.03 volte la dimensione dell'impalcato per sisma agente nelle due direzioni principali.

Siccome l'opera è sita in posizione a scarso traffico pedonale e veicolare nelle condizioni di carico sismiche i Variabili da Traffico sono stati assunti con $\psi_{2,j} = 0,0$.

Siccome le spalle sono strutture indipendenti dal punto di vista del moto sismico, secondo quanto disposto dal paragrafo 3.2.5.1. delle NTC, si è considerato opportuno considerare gli effetti del moto relativo fra esse.

$$d_{gi} = 0.025 a_g S T_c T_D = 0.049 m \quad \text{spostamento assoluto punto generico}$$

$$d_{ijmax} = 1.25 \sqrt{(d_{gi}^2 \cdot d_{gi}^2)} = 0.087 m \quad \text{spostamento relativo massimo}$$

$$d_{ij}(x) = 0.040 m \quad \text{spostamento relativo fra spalle poste a distanza } x = 66 m$$

Quest'ultimo valore è stato imposto alla spalla mobile del modello f.e.m. in direzione $\pm Y$ nelle combinazioni di carico sismiche.

Note de des culées Pont sur le Dora - Relazione di calcolo Ponte sulla Dora

7.1 Modi di vibrare e masse partecipanti

Di seguito si riportano i modi di vibrare della struttura, rispettive le frequenze naturali e la percentuale di massa partecipante nelle tre direzioni (x, y, z).

MODE	PARTICIPATION FOR	TRANSLATIONAL	EXCITATION			
Mode	Frequency	Modal Mass	Modal Stiff	PF-X	PF-Y	PF-Z
	(Hz)	(Eng)	(Eng)	(%)	(%)	(%)
1	1.9284E+00	5.5395E+05	8.1326E+07	1.634	0.000	83.935
2	2.8658E+00	1.2553E+05	4.0700E+07	0.001	11.360	0.015
3	3.6849E+00	4.3268E+05	2.3195E+08	1.868	0.000	0.039
4	4.4378E+00	3.1341E+05	2.4367E+08	0.002	57.955	0.009
5	4.8145E+00	3.0924E+04	2.8298E+07	0.097	0.063	0.632
6	5.3942E+00	5.4834E+04	6.2988E+07	0.000	1.186	0.004
7	5.6570E+00	3.8005E+05	4.8014E+08	0.593	0.001	5.059
8	6.1489E+00	4.1606E+04	6.2102E+07	0.000	10.567	0.000
9	6.2728E+00	4.0453E+04	6.2840E+07	0.458	0.136	0.018
10	7.2264E+00	3.1360E+05	6.4650E+08	0.970	0.002	0.019
11	7.2916E+00	6.0388E+04	1.2675E+08	0.001	0.616	0.001
12	8.1978E+00	6.6500E+04	1.7643E+08	1.420	0.000	1.925
13	8.5477E+00	5.4574E+04	1.5741E+08	0.066	0.363	0.006
14	8.7312E+00	1.0109E+05	3.0425E+08	0.034	0.001	0.716
15	9.4370E+00	2.1510E+05	7.5626E+08	4.681	0.001	0.134
16	9.8488E+00	1.0817E+05	4.1423E+08	4.075	0.078	0.072
17	9.9197E+00	1.7309E+05	6.7242E+08	59.563	0.056	1.564
18	1.0415E+01	6.7592E+04	2.8943E+08	2.564	0.237	0.000
19	1.0553E+01	2.4079E+05	1.0587E+09	0.086	0.003	1.344
20	1.0670E+01	5.9570E+04	2.6774E+08	9.097	0.001	0.385
21	1.1620E+01	2.2284E+05	1.1878E+09	0.062	0.000	0.001
22	1.1738E+01	9.9298E+04	5.4011E+08	0.254	0.004	0.055
23	1.1878E+01	9.6344E+04	5.3661E+08	0.005	0.521	0.000
24	1.2094E+01	1.4200E+05	8.1990E+08	0.009	0.007	0.000
25	1.2124E+01	1.7291E+05	1.0034E+09	0.000	0.000	0.000
26	1.2306E+01	3.0325E+05	1.8129E+09	0.029	0.042	0.000
27	1.2610E+01	1.6476E+05	1.0343E+09	0.004	0.022	0.530
28	1.2885E+01	2.9956E+05	1.9633E+09	0.027	0.195	0.008
29	1.3349E+01	1.2021E+05	8.4563E+08	0.041	0.002	0.021
30	1.3373E+01	8.5925E+04	6.0662E+08	0.002	0.362	0.001
31	1.4115E+01	1.1069E+05	8.7067E+08	0.006	0.029	0.000
32	1.4523E+01	1.0438E+05	8.6912E+08	0.001	0.100	0.597
33	1.4768E+01	1.1875E+05	1.0224E+09	0.011	0.001	0.000
34	1.4834E+01	1.3460E+05	1.1693E+09	0.000	0.002	0.000
35	1.5398E+01	2.4368E+05	2.2810E+09	0.001	0.003	0.000
36	1.5404E+01	2.5123E+05	2.3535E+09	0.000	0.012	0.001
37	1.5907E+01	3.3313E+05	3.3278E+09	0.008	0.000	0.001
38	1.5942E+01	2.0206E+05	2.0273E+09	0.001	0.005	0.000
39	1.6025E+01	1.6875E+05	1.7108E+09	0.015	0.030	0.005
40	1.6161E+01	1.3248E+05	1.3660E+09	0.000	0.728	0.006
41	1.6242E+01	2.1670E+05	2.2569E+09	0.010	0.002	0.000
42	1.6295E+01	1.3784E+05	1.4450E+09	0.000	0.004	0.000
43	1.6495E+01	2.5306E+06	2.7182E+10	0.002	0.002	0.001
44	1.6530E+01	2.0530E+06	2.2146E+10	0.000	0.060	0.000
45	1.6635E+01	5.2435E+05	5.7282E+09	0.001	0.000	0.000
46	1.6669E+01	3.2474E+05	3.5620E+09	0.000	0.000	0.000
47	1.7023E+01	3.2578E+05	3.7268E+09	0.002	0.084	0.008
48	1.7171E+01	1.5063E+05	1.7534E+09	0.000	0.466	0.002
49	1.7698E+01	9.7988E+04	1.2116E+09	0.008	0.117	0.137
50	1.7858E+01	1.2563E+05	1.5818E+09	0.110	0.019	0.001
51	1.8471E+01	1.6771E+05	2.2590E+09	0.000	0.000	0.000
52	1.8813E+01	2.3694E+05	3.3105E+09	0.036	0.000	0.003
53	1.9111E+01	2.1399E+05	3.0854E+09	0.000	0.003	0.000
54	1.9196E+01	8.5597E+04	1.2453E+09	0.000	0.000	0.000
55	1.9439E+01	3.4368E+05	5.1268E+09	0.000	7.509	0.020
56	1.9772E+01	1.1990E+05	1.8506E+09	0.000	0.007	0.000
57	2.0056E+01	1.8844E+05	2.9924E+09	0.039	0.045	0.250
58	2.0419E+01	2.0379E+05	3.3545E+09	0.004	1.533	0.078

Note de des culées Pont sur le Dora - Relazione di calcolo Ponte sulla Dora

59	2.1171E+01	2.9036E+05	5.1378E+09	0.000	0.177	0.001
60	2.1220E+01	2.6244E+05	4.6655E+09	0.000	0.137	0.002
61	2.1347E+01	2.3246E+05	4.1819E+09	0.000	0.003	0.000
62	2.1450E+01	1.7079E+05	3.1022E+09	0.000	0.003	0.000
63	2.1915E+01	1.2369E+05	2.3453E+09	0.005	0.000	0.000
64	2.2102E+01	1.0150E+05	1.9576E+09	0.003	0.006	0.000
65	2.2214E+01	2.3485E+05	4.5750E+09	0.000	0.009	0.000
66	2.3025E+01	7.7618E+04	1.6246E+09	0.001	0.098	0.000
67	2.4253E+01	6.2968E+04	1.4622E+09	0.000	0.005	0.000
68	2.4357E+01	8.8297E+04	2.0680E+09	0.025	0.003	0.001
69	2.4372E+01	6.5875E+04	1.5448E+09	0.008	0.009	0.022
70	2.4960E+01	1.3745E+05	3.3805E+09	0.418	0.000	0.261
71	2.5247E+01	2.2043E+05	5.5467E+09	0.000	0.000	0.000
72	2.6406E+01	8.5816E+04	2.3623E+09	1.186	0.006	0.007
73	2.7021E+01	2.3701E+05	6.8318E+09	0.400	0.069	0.037
74	2.7531E+01	7.7098E+04	2.3069E+09	1.319	0.003	0.043
75	2.7645E+01	2.3040E+05	6.9514E+09	3.551	0.001	0.100
76	2.8097E+01	1.4872E+05	4.6351E+09	0.008	0.006	0.000
77	2.8538E+01	7.3655E+04	2.3681E+09	0.401	0.000	0.008
78	3.0360E+01	5.2265E+04	1.9018E+09	0.000	0.000	0.000
79	3.0431E+01	5.3908E+04	1.9707E+09	0.001	0.000	0.000
80	3.1541E+01	9.5408E+04	3.7470E+09	0.013	0.034	0.068

TOTAL TRANSLATIONAL MASS PARTICIPATION FACTORS				95.236	95.115	98.157

7.2 Modi considerati nell'analisi con spettro di risposta

Di seguito si riportano i modi che sono stati considerati nell'analisi con spettro di risposta.

DIREZIONE X

EXCITATION CASE 1/3 : "Sisma SLV +X"
 DIRECTION VECTOR : (9.806650E+00, 0.000000E+00, 0.000000E+00)
 SPECTRAL TABLE : "Spettro orizzontale SLV"

MODAL	Excitation	Amplitude	Participation (%)
Mode	Spectral Value		
1	4.574634E-01	3.936927E+00	1.634
2	5.469100E-01	4.257919E-02	0.001
3	5.469100E-01	1.378329E+00	1.868
4	5.469100E-01	2.896136E-02	0.002
6	5.469100E-01	1.029417E-02	0.000
7	5.469100E-01	3.294233E-01	0.593
8	5.469100E-01	2.093831E-03	0.000
12	4.963643E-01	2.203936E-01	1.420
15	4.601792E-01	2.798945E-01	4.681
16	4.501723E-01	2.345655E-01	4.075
17	4.485312E-01	8.807683E-01	59.563
18	4.377115E-01	1.617790E-01	2.564
19	4.348601E-01	2.868577E-02	0.086
20	4.325184E-01	2.868827E-01	9.097
55	3.370179E-01	9.948696E-06	0.000
58	3.314377E-01	1.313967E-03	0.004
72	3.063559E-01	1.197717E-02	1.186
74	3.028619E-01	1.149112E-02	1.319
75	3.025227E-01	1.867599E-02	3.551

TOTAL MASS PARTICIPATION			91.644%

Note de des culées Pont sur le Dora - Relazione di calcolo Ponte sulla Dora

DIREZIONE Y

EXCITATION CASE 2/3 : "Sisma SLV +Y"
 DIRECTION VECTOR : (0.000000E+00, 9.806650E+00, 0.000000E+00)
 SPECTRAL TABLE : "Spettro orizzontale SLV"

MODAL EXCITATION

Mode	Spectral Value	Excitation	Amplitude	Participation (%)
1	4.574634E-01	8.603829E+00	2.680922E-02	0.000
2	5.469100E-01	3.331473E+03	5.619425E+00	11.360
3	5.469100E-01	8.396616E+00	8.566412E-03	0.000
4	5.469100E-01	7.524689E+03	5.293196E+00	57.955
6	5.469100E-01	1.076632E+03	5.125983E-01	1.186
7	5.469100E-01	3.203029E+01	1.386585E-02	0.001
8	5.469100E-01	3.213098E+03	1.177301E+00	10.567
12	4.963643E-01	1.265299E+01	2.367231E-03	0.000
15	4.601792E-01	2.843784E+01	3.722137E-03	0.001
16	4.501723E-01	2.761850E+02	3.246797E-02	0.078
17	4.485312E-01	2.343635E+02	2.705964E-02	0.056
18	4.377115E-01	4.809367E+02	4.916241E-02	0.237
19	4.348601E-01	5.643786E+01	5.581916E-03	0.003
20	4.325184E-01	2.699213E+01	2.597468E-03	0.001
55	3.370179E-01	2.708522E+03	6.119117E-02	7.509
58	3.314377E-01	1.223806E+03	2.464194E-02	1.533
72	3.063559E-01	7.519361E+01	8.368307E-04	0.006
74	3.028619E-01	5.350777E+01	5.415901E-04	0.003
75	3.025227E-01	3.730615E+01	3.740677E-04	0.001

 TOTAL MASS PARTICIPATION 90.499%

DIREZIONE Z

EXCITATION CASE 3/3 : "Sisma SLV +Z"
 DIRECTION VECTOR : (0.000000E+00, 0.000000E+00, 9.806650E+00)
 SPECTRAL TABLE : "Spettro verticale SLV"

MODAL EXCITATION

Mode	Spectral Value	Excitation	Amplitude	Participation (%)
1	5.014933E-02	9.029988E+03	3.084525E+00	83.935
2	7.503578E-02	1.218764E+02	2.820511E-02	0.015
3	9.753140E-02	1.940377E+02	3.530282E-02	0.039
4	1.171277E-01	9.114213E+01	1.373068E-02	0.009
6	1.464392E-01	6.424543E+01	8.190180E-03	0.004
7	1.527584E-01	2.216803E+03	2.680415E-01	5.059
8	1.631332E-01	3.466387E+00	3.788499E-04	0.000
12	1.724000E-01	1.367660E+03	8.887142E-02	1.925
15	1.724000E-01	3.611750E+02	1.771021E-02	0.134
16	1.724000E-01	2.651050E+02	1.193525E-02	0.072
17	1.724000E-01	1.232692E+03	5.470556E-02	1.564
18	1.724000E-01	1.378791E+01	5.551277E-04	0.000
19	1.724000E-01	1.142793E+03	4.480929E-02	1.344
20	1.724000E-01	6.119501E+02	2.347263E-02	0.385
55	1.724000E-01	1.383815E+02	1.599259E-03	0.020
58	1.702893E-01	2.758692E+02	2.853981E-03	0.078
72	1.474607E-01	8.277898E+01	4.434318E-04	0.007
74	1.442806E-01	2.038138E+02	9.827674E-04	0.043
75	1.439719E-01	3.111832E+02	1.484929E-03	0.100

 TOTAL MASS PARTICIPATION 94.734%

8. CASI E COMBINAZIONI DI CARICO

8.1 Casi di carico

I carichi agenti sulla struttura sono combinati secondo quanto prescritto dalle norme tecniche ed in particolare:

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

$$\gamma_{G1} \cdot G_1 + \gamma_{G2} \cdot G_2 + \gamma_P \cdot P + \gamma_{Q1} \cdot Q_{k1} + \gamma_{Q2} \cdot \psi_{02} \cdot Q_{k2} + \gamma_{Q3} \cdot \psi_{03} \cdot Q_{k3} + \dots \quad (2.5.1)$$

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

$$G_1 + G_2 + P + Q_{k1} + \psi_{02} \cdot Q_{k2} + \psi_{03} \cdot Q_{k3} + \dots \quad (2.5.2)$$

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

$$G_1 + G_2 + P + \psi_{11} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \psi_{23} \cdot Q_{k3} + \dots \quad (2.5.3)$$

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

$$G_1 + G_2 + P + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \psi_{23} \cdot Q_{k3} + \dots \quad (2.5.4)$$

- Combinazione sismica, impiegata per gli stati limite ultimi e di esercizio connessi all'azione sismica E (v. § 3.2):

$$E + G_1 + G_2 + P + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \dots \quad (2.5.5)$$

- Combinazione eccezionale, impiegata per gli stati limite ultimi connessi alle azioni eccezionali di progetto A_d (v. § 3.6):

$$G_1 + G_2 + P + A_d + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \dots \quad (2.5.6)$$

Per ciascun tipo di combinazione sono state valutate diverse situazioni di carico, al fine di valutare e verificare la condizione di carico peggiore a cui la struttura può essere sottoposta.

Secondo le indicazioni riportate dalle Norme tecniche sono stati utilizzati i coefficienti parziali di sicurezza riportati nelle seguenti tabelle.

Note de des culées Pont sur le Dora - Relazione di calcolo Ponte sulla Dora

Tabella 2.5.I – Valori dei coefficienti di combinazione

Categoria/Azione variabile	Ψ_{0j}	Ψ_{1j}	Ψ_{2j}
Categoria A Ambienti ad uso residenziale	0,7	0,5	0,3
Categoria B Uffici	0,7	0,5	0,3
Categoria C Ambienti suscettibili di affollamento	0,7	0,7	0,6
Categoria D Ambienti ad uso commerciale	0,7	0,7	0,6
Categoria E Biblioteche, archivi, magazzini e ambienti ad uso industriale	1,0	0,9	0,8
Categoria F Rimesse e parcheggi (per autoveicoli di peso ≤ 30 kN)	0,7	0,7	0,6
Categoria G Rimesse e parcheggi (per autoveicoli di peso > 30 kN)	0,7	0,5	0,3
Categoria H Coperture	0,0	0,0	0,0
Vento	0,6	0,2	0,0
Neve (a quota ≤ 1000 m s.l.m.)	0,5	0,2	0,0
Neve (a quota > 1000 m s.l.m.)	0,7	0,5	0,2
Variazioni termiche	0,6	0,5	0,0

Tabella 2.6.I – Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni nelle verifiche SLU

		Coefficiente γ_F	EQU	A1 STR	A2 GEO
Carichi permanenti	favorevoli	γ_{G1}	0,9	1,0	1,0
	sfavorevoli	γ_{G1}	1,1	1,3	1,0
Carichi permanenti non strutturali ⁽¹⁾	favorevoli	γ_{G2}	0,0	0,0	0,0
	sfavorevoli	γ_{G2}	1,5	1,5	1,3
Carichi variabili	favorevoli	γ_{Qi}	0,0	0,0	0,0
	sfavorevoli	γ_{Qi}	1,5	1,5	1,3

⁽¹⁾Nel caso in cui i carichi permanenti non strutturali (ad es. carichi permanenti portati) siano compiutamente definiti si potranno adottare per essi gli stessi coefficienti validi per le azioni permanenti.

Note de des culées Pont sur le Dora - Relazione di calcolo Ponte sulla Dora

8.2 Combinazioni

Si riportano i coefficienti introdotti nel programma al fine di realizzare le combinazioni di carico richieste dalla normativa.

In particolare il carico viaggiante concentrato (Q_k) è stato collocato nelle posizioni che massimizzano le sollecitazioni sulla struttura per ognuna delle corsie di traffico, vale a dire:

- caso 1) appoggio sinistro
- caso 2) a metà campata
- caso 3) appoggio destro

Per le verifiche strutturali delle spalle sono stati aggiunti i casi di carico relativi alla spinta permanente e variabile del terreno in condizioni statiche e sismiche, applicando i coefficienti parziali per le azioni A1 e A2.

COMBINAZIONI SLU

	U1	U2	U3	U4	U5	U6	U7	U8	U9	U10
Peso proprio	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35
Permanente	1,5	1,5	1,5	1,5	1,5	1,5	1,5	1,5	1,5	1,5
Permanente barriere	1,5	1,5	1,5	1,5	1,5	1,5	1,5	1,5	1,5	1,5
Schema1_Qk1_(11)	1,35	0	0	0	0	0	1,01	0	0	0
Schema1_Qk2_(12)	1,35	0	0	0	0	0	1,01	0	0	0
Schema1_Qk1_(21)	0	1,35	0	0	0	0	0	1,01	0	0
Schema1_Qk2_(22)	0	1,35	0	0	0	0	0	1,01	0	0
Schema1_Qk1_(31)	0	0	1,35	0	0	0	0	0	1,01	0
Schema1_Qk2_(32)	0	0	1,35	0	0	0	0	0	1,01	0
Schema1_Qk1_(12)	0	0	0	1,35	0	0	0	0	0	1,01
Schema1_Qk2_(11)	0	0	0	1,35	0	0	0	0	0	1,01
Schema1_Qk1_(22)	0	0	0	0	1,35	0	0	0	0	0
Schema1_Qk2_(21)	0	0	0	0	1,35	0	0	0	0	0
Schema1_Qk1_(32)	0	0	0	0	0	1,35	0	0	0	0
Schema1_Qk2_(31)	0	0	0	0	0	1,35	0	0	0	0
Schema1_qk1(1)	1,35	1,35	1,35	0	0	0	0,54	0,54	0,54	0
Schema1_qk2(2)	1,35	1,35	1,35	0	0	0	0,54	0,54	0,54	0
Schema1_qk1(2)	0	0	0	1,35	1,35	1,35	0	0	0	0,54
Schema1_qk2(1)	0	0	0	1,35	1,35	1,35	0	0	0	0,54
Schema1_q_r	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	0,54	0,54	0,54	0,54
Schema5_qk	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	0	0	0	0
Frenamento	0	0	0	0	0	0	1,35	1,35	1,35	-1,35
Vento +Y	1,5	-1,5	0	1,5	-1,5	0	1,5	-1,5	0	1,5
Termico Uniforme +	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
Termico Uniforme -		0	0	0	0	0	0	0	0	0
Termico Gradiente +		0	0	0	0	0	0	0	0	0
Termico Gradiente -		0	0	0	0	0	0	0	0	0

Note de des culées Pont sur le Dora - Relazione di calcolo Ponte sulla Dora

	U11	U12	U13	U14	U15	U16	U17	U18	U19	U20
Peso proprio	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35
Permanente	1,5	1,5	1,5	1,5	1,5	1,5	1,5	1,5	1,5	1,5
Permanente barriere	1,5	1,5	1,5	1,5	1,5	1,5	1,5	1,5	1,5	1,5
Schema1_Qk1_(11)	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
Schema1_Qk2_(12)	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
Schema1_Qk1_(21)	0	0	1,35	1,35	1,35	1,35	0	0	0	0
Schema1_Qk2_(22)	0	0	1,35	1,35	1,35	1,35	0	0	0	0
Schema1_Qk1_(31)	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
Schema1_Qk2_(32)	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
Schema1_Qk1_(12)	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
Schema1_Qk2_(11)	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
Schema1_Qk1_(22)	1,01	0	0	0	0	0	1,35	1,35	1,35	1,35
Schema1_Qk2_(21)	1,01	0	0	0	0	0	1,35	1,35	1,35	1,35
Schema1_Qk1_(32)	0	1,01	0	0	0	0	0	0	0	0
Schema1_Qk2_(31)	0	1,01	0	0	0	0	0	0	0	0
Schema1_qk1(1)	0	0	1,35	1,35	1,35	1,35	0	0	0	0
Schema1_qk2(2)	0	0	1,35	1,35	1,35	1,35	0	0	0	0
Schema1_qk1(2)	0,54	0,54	0	0	0	0	1,35	1,35	1,35	1,35
Schema1_qk2(1)	0,54	0,54	0	0	0	0	1,35	1,35	1,35	1,35
Schema1_q_r	0,54	0,54	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35
Schema5_qk	0	0	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35
Frenamento	-1,35	-1,35	0	0	0	0	0	0	0	0
Vento +Y	-1,5	0	1,5	-1,5	0	0	1,5	-1,5	0	0
Termico Uniforme +	0	0	0,9	0,9	0	0	0,9	0,9	0	0
Termico Uniforme -	0	0	0	0	0,9	0,9	0	0	0,9	0,9
Termico Gradiente +	0	0	0,9	0	0,9	0	0,9	0	0,9	0
Termico Gradiente -	0	0	0	0,9	0	0,9	0	0,9	0	0,9

Note de des culées Pont sur le Dora - Relazione di calcolo Ponte sulla Dora

COMBINAZIONI SLV

	V1	V2	V3	V4	V5	V6	V7	V8	V9	V10	V11	V12	V13	V14	V15	V16	V17	V18	V19	V20	V21	V22	V23	V24
Peso proprio	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1
Permanente	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1
Permanente barriere	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1
Schema1_Qk1_(11)	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
Schema1_Qk2_(12)	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
Schema1_Qk1_(21)	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
Schema1_Qk2_(22)	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
Schema1_Qk1_(31)	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
Schema1_Qk2_(32)	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
Schema1_Qk1_(12)	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
Schema1_Qk2_(11)	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
Schema1_Qk1_(22)	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
Schema1_Qk2_(21)	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
Schema1_Qk1_(32)	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
Schema1_Qk2_(31)	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
Schema1_qk1(1)	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
Schema1_qk2(2)	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
Schema1_qk1(2)	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
Schema1_qk2(1)	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
Schema1_q_r	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
Schema5_qk	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
Frenamento	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
Vento +Y	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
Termico Uniforme +	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
Termico Uniforme -	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
Termico Gradiente +	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
Termico Gradiente -	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
Torcente sisma X SLV	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	-1,00	-1,00	-1,00	-1,00	-1,00	-1,00	-1,00	-1,00	0,30	0,30	0,30	0,30	0,30	0,30	0,30	0,30
Torcente sisma Y SLV	0,30	0,30	0,30	0,30	0,30	0,30	0,30	0,30	-0,30	-0,30	-0,30	-0,30	-0,30	-0,30	-0,30	-0,30	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
Sisma SLV +X	1,00	1,00	1,00	1,00	-1,00	-1,00	-1,00	-1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	-1,00	-1,00	-1,00	-1,00	0,30	-0,30	0,30	-0,30	0,30	-0,30	0,30	-0,30
Sisma SLV +Y	0,30	-0,30	0,30	-0,30	0,30	-0,30	0,30	-0,30	0,30	-0,30	0,30	-0,30	0,30	-0,30	0,30	-0,30	1,00	1,00	1,00	1,00	-1,00	-1,00	-1,00	-1,00
Sisma SLV +Z	0,30	0,30	-0,30	-0,30	0,30	0,30	-0,30	-0,30	0,30	0,30	-0,30	-0,30	0,30	0,30	-0,30	-0,30	0,30	0,30	-0,30	-0,30	0,30	0,30	-0,30	-0,30

Note de des culées Pont sur le Dora - Relazione di calcolo Ponte sulla Dora

	V25	V26	V27	V28	V29	V30	V31	V32	V33	V34	V35	V36	V37	V38	V39	V40	V41	V42	V43	V44	V45	V46	V47	V48
Peso proprio	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1
Permanente	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1
Permanente barriere	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1
Schema1_Qk1_(11)	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
Schema1_Qk2_(12)	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
Schema1_Qk1_(21)	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
Schema1_Qk2_(22)	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
Schema1_Qk1_(31)	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
Schema1_Qk2_(32)	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
Schema1_Qk1_(12)	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
Schema1_Qk2_(11)	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
Schema1_Qk1_(22)	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
Schema1_Qk2_(21)	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
Schema1_Qk1_(32)	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
Schema1_Qk2_(31)	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
Schema1_qk1(1)	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
Schema1_qk2(2)	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
Schema1_qk1(2)	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
Schema1_qk2(1)	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
Schema1_q_r	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
Schema5_qk	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
Frenamento	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
Vento +Y	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
Termico Uniforme +	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
Termico Uniforme -	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
Termico Gradiente +	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
Termico Gradiente -	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
Torcente sisma X SLV	-0,30	-0,30	-0,30	-0,30	-0,30	-0,30	-0,30	-0,30	0,30	0,30	0,30	0,30	0,30	0,30	0,30	0,30	-0,30	-0,30	-0,30	-0,30	-0,30	-0,30	-0,30	-0,30
Torcente sisma Y SLV	-1,00	-1,00	-1,00	-1,00	-1,00	-1,00	-1,00	-1,00	0,30	0,30	0,30	0,30	0,30	0,30	0,30	0,30	-0,30	-0,30	-0,30	-0,30	-0,30	-0,30	-0,30	-0,30
Sisma SLV +X	0,30	-0,30	0,30	-0,30	0,30	-0,30	0,30	-0,30	0,30	-0,30	0,30	-0,30	0,30	-0,30	0,30	-0,30	0,30	-0,30	0,30	-0,30	0,30	-0,30	0,30	-0,30
Sisma SLV +Y	1,00	1,00	1,00	1,00	-1,00	-1,00	-1,00	-1,00	0,30	0,30	-0,30	-0,30	0,30	0,30	-0,30	-0,30	0,30	0,30	-0,30	-0,30	0,30	0,30	-0,30	-0,30
Sisma SLV +Z	0,30	0,30	-0,30	-0,30	0,30	0,30	-0,30	-0,30	1,00	1,00	1,00	1,00	-1,00	-1,00	-1,00	-1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	-1,00	-1,00	-1,00

Note de des culées Pont sur le Dora - Relazione di calcolo Ponte sulla Dora

COMBINAZIONI SLE RARA

	R1	R2	R3	R4	R5	R6	R7	R8	R9	R10
Peso proprio	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1
Permanente	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1
Permanente barriere	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1
Schema1_Qk1_(11)	1	0	0	0	0	0	0,75	0	0	0
Schema1_Qk2_(12)	1	0	0	0	0	0	0,75	0	0	0
Schema1_Qk1_(21)	0	1	0	0	0	0	0	0,75	0	0
Schema1_Qk2_(22)	0	1	0	0	0	0	0	0,75	0	0
Schema1_Qk1_(31)	0	0	1	0	0	0	0	0	0,75	0
Schema1_Qk2_(32)	0	0	1	0	0	0	0	0	0,75	0
Schema1_Qk1_(12)	0	0	0	1	0	0	0	0	0	0,75
Schema1_Qk2_(11)	0	0	0	1	0	0	0	0	0	0,75
Schema1_Qk1_(22)	0	0	0	0	1	0	0	0	0	0
Schema1_Qk2_(21)	0	0	0	0	1	0	0	0	0	0
Schema1_Qk1_(32)	0	0	0	0	0	1	0	0	0	0
Schema1_Qk2_(31)	0	0	0	0	0	1	0	0	0	0
Schema1_qk1(1)	1	1	1	0	0	0	0,4	0,4	0,4	0
Schema1_qk2(2)	1	1	1	0	0	0	0,4	0,4	0,4	0
Schema1_qk1(2)	0	0	0	1	1	1	0	0	0	0,4
Schema1_qk2(1)	0	0	0	1	1	1	0	0	0	0,4
Schema1_q_r	1	1	1	1	1	1	0,4	0,4	0,4	0,4
Schema5_qk	1	1	1	1	1	1	0	0	0	0
Frenamento	0	0	0	0	0	0	1	1	1	-1
Vento +Y	1	-1	0	1	-1	0	1	-1	0	1
Termico Uniforme +	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
Termico Uniforme -	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
Termico Gradiente +	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
Termico Gradiente -	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0

	R11	R12	R13	R14	R15	R16	R17	R18	R19	R20
Peso proprio	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1
Permanente	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1
Permanente barriere	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1
Schema1_Qk1_(11)	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
Schema1_Qk2_(12)	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
Schema1_Qk1_(21)	0	0	1	1	1	1	0	0	0	0
Schema1_Qk2_(22)	0	0	1	1	1	1	0	0	0	0
Schema1_Qk1_(31)	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
Schema1_Qk2_(32)	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
Schema1_Qk1_(12)	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
Schema1_Qk2_(11)	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
Schema1_Qk1_(22)	0,75	0	0	0	0	0	1	1	1	1
Schema1_Qk2_(21)	0,75	0	0	0	0	0	1	1	1	1
Schema1_Qk1_(32)	0	0,75	0	0	0	0	0	0	0	0
Schema1_Qk2_(31)	0	0,75	0	0	0	0	0	0	0	0
Schema1_qk1(1)	0	0	1	1	1	1	0	0	0	0
Schema1_qk2(2)	0	0	1	1	1	1	0	0	0	0
Schema1_qk1(2)	0,4	0,4	0	0	0	0	1	1	1	1
Schema1_qk2(1)	0,4	0,4	0	0	0	0	1	1	1	1
Schema1_q_r	0,4	0,4	1	1	1	1	1	1	1	1
Schema5_qk	0	0	1	1	1	1	1	1	1	1
Frenamento	-1	-1	0	0	0	0	0	0	0	0
Vento +Y	-1	0	1	-1	0	0	1	-1	0	0
Termico Uniforme +	0	0	0,6	0,6	0	0	0,6	0,6	0	0
Termico Uniforme -	0	0	0	0	0,6	0,6	0	0	0,6	0,6
Termico Gradiente +	0	0	0,6	0	0,6	0	0,6	0	0,6	0
Termico Gradiente -	0	0	0	0,6	0	0,6	0	0,6	0	0,6

Note de des culées Pont sur le Dora - Relazione di calcolo Ponte sulla Dora

COMBINAZIONI SLE FREQUENTE

	F1	F2	F3	F4	F5	F6	F7	F8	F9	F10	F11	F12	F13	F14
Peso proprio	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1
Permanente	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1
Permanente barriere	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1
Schema1_Qk1_(11)	0,75	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
Schema1_Qk2_(12)	0,75	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
Schema1_Qk1_(21)	0	0,75	0	0	0	0	0,75	0,75	0,75	0,75	0	0	0	0
Schema1_Qk2_(22)	0	0,75	0	0	0	0	0,75	0,75	0,75	0,75	0	0	0	0
Schema1_Qk1_(31)	0	0	0,75	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
Schema1_Qk2_(32)	0	0	0,75	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
Schema1_Qk1_(12)	0	0	0	0,75	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
Schema1_Qk2_(11)	0	0	0	0,75	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
Schema1_Qk1_(22)	0	0	0	0	0,75	0	0	0	0	0	0,75	0,75	0,75	0,75
Schema1_Qk2_(21)	0	0	0	0	0,75	0	0	0	0	0	0,75	0,75	0,75	0,75
Schema1_Qk1_(32)	0	0	0	0	0	0,75	0	0	0	0	0	0	0	0
Schema1_Qk2_(31)	0	0	0	0	0	0,75	0	0	0	0	0	0	0	0
Schema1_qk1(1)	0,4	0,4	0,4	0	0	0	0,4	0,4	0,4	0,4	0	0	0	0
Schema1_qk2(2)	0,4	0,4	0,4	0	0	0	0,4	0,4	0,4	0,4	0	0	0	0
Schema1_qk1(2)	0	0	0	0,4	0,4	0,4	0	0	0	0	0,4	0,4	0,4	0,4
Schema1_qk2(1)	0	0	0	0,4	0,4	0,4	0	0	0	0	0,4	0,4	0,4	0,4
Schema1_q_r	0,4	0,4	0,4	0,4	0,4	0,4	0,4	0,4	0,4	0,4	0,4	0,4	0,4	0,4
Schema5_qk	0,4	0,4	0,4	0,4	0,4	0,4	0,4	0,4	0,4	0,4	0,4	0,4	0,4	0,4
Frenamento	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
Vento +Y	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
Termico Uniforme +	0	0	0	0	0	0	0,5	0,5	0	0	0,5	0,5	0	0
Termico Uniforme -	0	0	0	0	0	0	0	0	0,5	0,5	0	0	0,5	0,5
Termico Gradiente +	0	0	0	0	0	0	0,5	0	0,5	0	0,5	0	0,5	0
Termico Gradiente -	0	0	0	0	0	0	0	0,5	0	0,5	0	0,5	0	0,5

Note de des culées Pont sur le Dora - Relazione di calcolo Ponte sulla Dora

COMBINAZIONI SLE QUASI PERMANENTE

	Q1	Q2	Q3	Q4	Q5
Peso proprio	1	1	1	1	1
Permanente	1	1	1	1	1
Permanente barriera	1	1	1	1	1
Schema1_Qk1_(11)	0	0	0	0	0
Schema1_Qk2_(12)	0	0	0	0	0
Schema1_Qk1_(21)	0	0	0	0	0
Schema1_Qk2_(22)	0	0	0	0	0
Schema1_Qk1_(31)	0	0	0	0	0
Schema1_Qk2_(32)	0	0	0	0	0
Schema1_Qk1_(12)	0	0	0	0	0
Schema1_Qk2_(11)	0	0	0	0	0
Schema1_Qk1_(22)	0	0	0	0	0
Schema1_Qk2_(21)	0	0	0	0	0
Schema1_Qk1_(32)	0	0	0	0	0
Schema1_Qk2_(31)	0	0	0	0	0
Schema1_qk1(1)	0	0	0	0	0
Schema1_qk2(2)	0	0	0	0	0
Schema1_qk1(2)	0	0	0	0	0
Schema1_qk2(1)	0	0	0	0	0
Schema1_q_r	0	0	0	0	0
Schema5_qk	0	0	0	0	0
Frenamento	0	0	0	0	0
Vento +Y	0	0	0	0	0
Termico Uniforme +	0	0,5	0,5	0	0
Termico Uniforme -	0	0	0	0,5	0,5
Termico Gradiente +	0	0,5	0	0,5	0
Termico Gradiente -	0	0	0,5	0	0,5

9. ANALISI E VERIFICHE CON L'AUSILIO DI CODICI DI CALCOLO

Dichiarazioni secondo N.T.C. 2008 (punto 10.2)

Il sottoscritto, in qualità di calcolatore delle opere in progetto, dichiara quanto segue:

Tipo di analisi svolta

L'analisi strutturale e le verifiche sono condotte con l'ausilio di codici di calcolo automatici.

La struttura è stata modellata mediante il programma agli elementi finiti f.e.m. Straus7 (software distribuito ed assistito dalla HSH s.r.l., con sede a Padova via Tommaseo 13) con elementi e vincoli puntuali coerenti con la disposizione specificata nelle tavole grafiche.

La verifica degli elementi in carpenteria metallica è stata effettuata con l'ausilio del programma Ludi3 versione 1.10.1.25 (software distribuito ed assistito dalla HSH s.r.l., che è un post-processore di Straus 7).

Si riportano di seguito alcune viste del modello realizzato.

Il modello è realizzato attraverso:

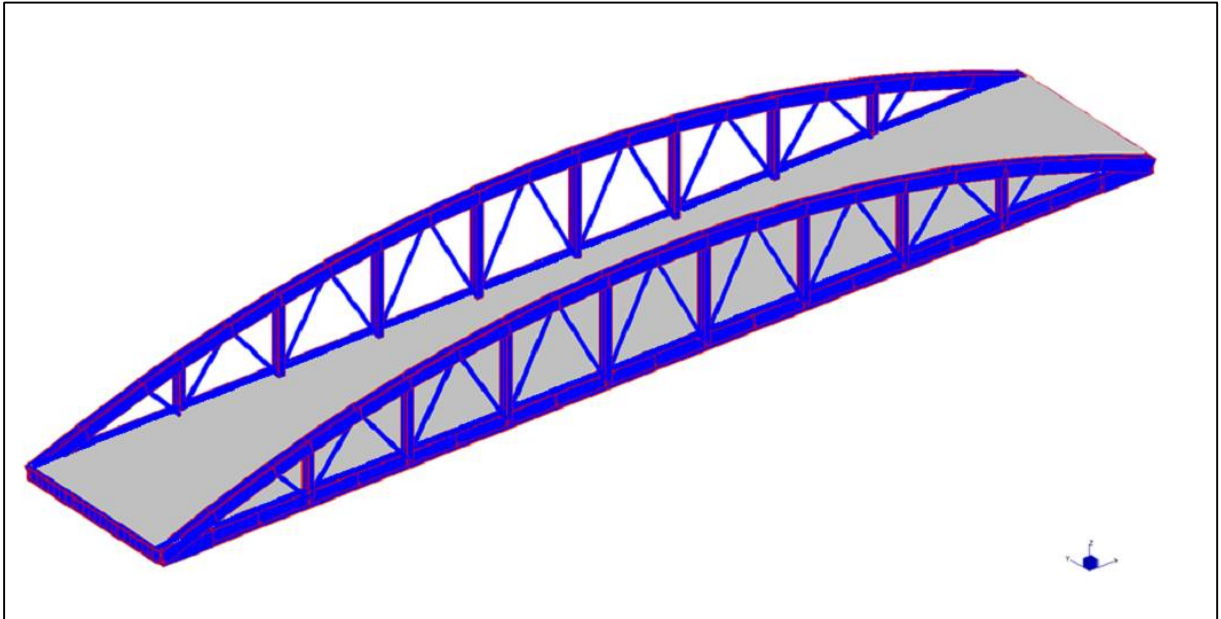
- elementi “beam”, per modellare elementi trave della struttura in acciaio;
- elementi “truss”, per modellare elementi asta (con soli sforzi assiali) quali i diagonali delle reticolari;
- elementi “plate”, per modellare la soletta in c.a.;
- elementi “load patch”, per raccogliere i carichi distribuiti;
- elementi “link”, per modellare la connessione fra soletta e travi in acciaio trasversali.

Per eseguire le verifiche sono stati creati tre modelli principali che si differenziano per il modulo elastico del calcestruzzo:

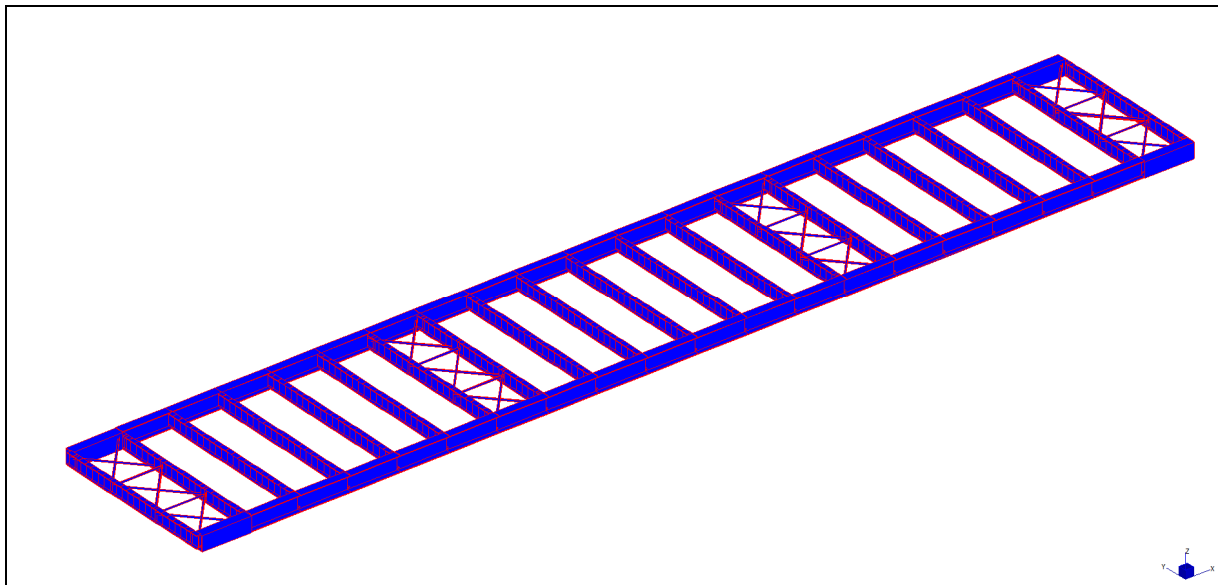
- Modello con soletta avente $E_{cm} = 33643$ MPa: massimizza effetti di trazione sulla soletta;
- Modello senza il contributo della soletta in c.a.: massimizza effetti sulla struttura in acciaio;
- Modello con soletta avente $E_{c,fess} = 50\% E_{cm}$: utilizzato per le verifiche in condizioni sismiche in cui si considera una fessurazione degli elementi in calcestruzzo secondo quanto disposto al paragrafo 7.2.6. delle NTC.

I vincoli sono stati assunti puntuali e rigidi rispettando i gradi di libertà degli apparecchi di appoggio descritti nelle tavole grafiche.

Note de des culées Pont sur le Dora - Relazione di calcolo Ponte sulla Dora

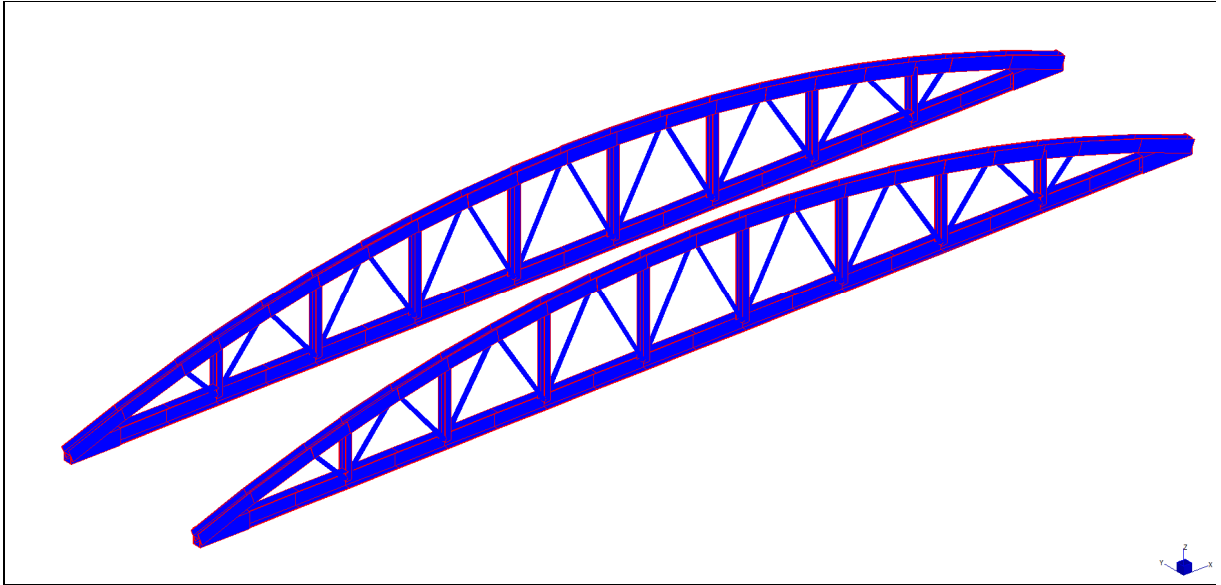


Vista 3D modello f.e.m.



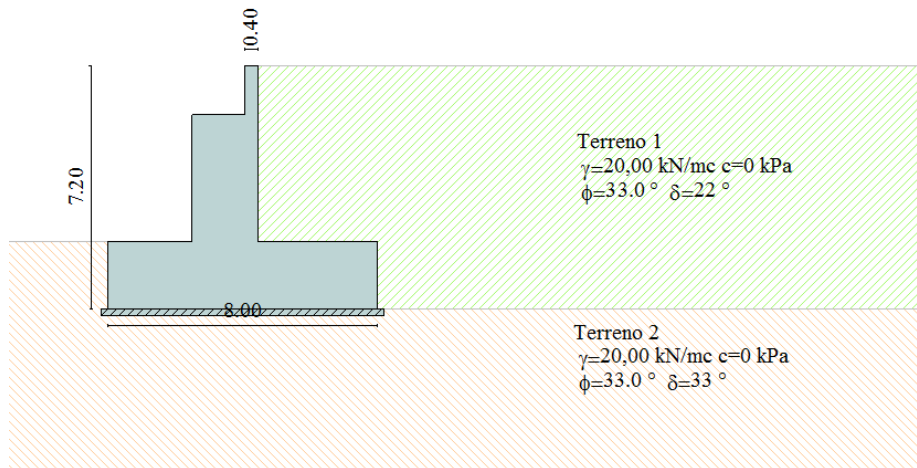
Vista 3D modello f.e.m. _Impalcato

Note de des culées Pont sur le Dora - Relazione di calcolo Ponte sulla Dora

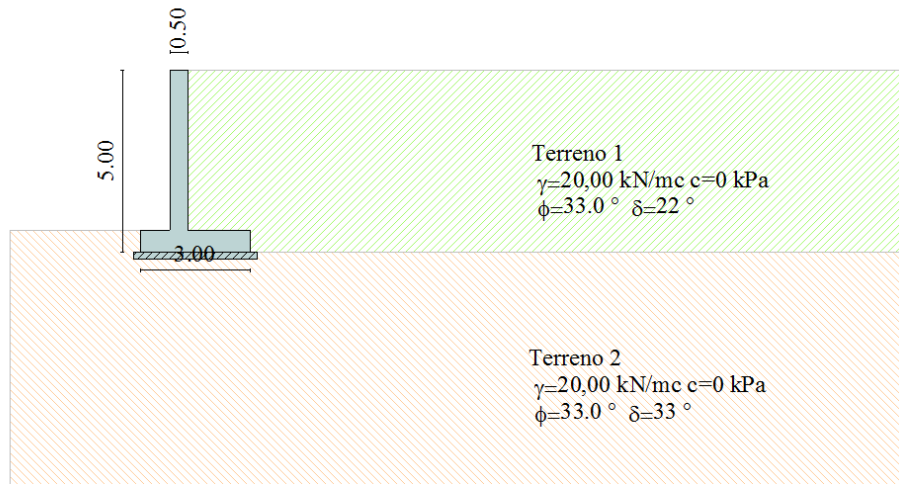


Vista 3D modello f.e.m._Travi reticolari

Le verifiche geotecniche e le sollecitazioni agenti nella spalla (scaturite dalle azioni provenienti dall'impalcato attraverso gli appoggi e da tutte le altre azioni ambientali) e nei muri andatori, sono state determinate attraverso il modello di calcolo implementato nel software "MAX - Analisi e Calcolo Muri di Sostegno" (versione 10.10) prodotto da Aztec Informatica srl, Casole Bruzio (CS).



Vista modello della spalla



Vista modello dei muri andatori

Il calcolo dei muri di sostegno viene eseguito secondo le seguenti fasi:

- Calcolo della spinta del terreno
- Verifica a ribaltamento
- Verifica a scorrimento del muro sul piano di posa
- Verifica della stabilità complesso fondazione terreno (carico limite)
- Verifica della stabilità globale
- Calcolo delle sollecitazioni sia del muro che della fondazione, progetto delle armature e relative verifiche dei materiali.

L'analisi strutturale sotto le azioni sismiche è condotta con il metodo dell'analisi statica equivalente secondo le disposizioni del capitolo 7 del DM 14/01/2008.

La verifica delle sezioni degli elementi strutturali è eseguita con il metodo degli Stati Limite. Le combinazioni di carico adottate sono esaustive relativamente agli scenari di carico più gravosi cui l'opera sarà soggetta.

Affidabilità dei codici di calcolo

Un attento esame preliminare della documentazione a corredo del software ha consentito di valutarne l'affidabilità. La documentazione fornita dal produttore del software contiene un'esauriente descrizione delle basi teoriche, degli algoritmi impiegati e l'individuazione dei campi d'impiego. La società produttrice Aztec Informatica srl ha verificato l'affidabilità e la robustezza del codice di calcolo attraverso un numero significativo di casi prova in cui i risultati dell'analisi numerica sono stati confrontati con soluzioni teoriche.

Modalità di presentazione dei risultati

La relazione di calcolo strutturale presenta i dati di calcolo tale da garantirne la leggibilità, la corretta interpretazione e la riproducibilità. La relazione di calcolo illustra in modo esaustivo i dati in ingresso ed i risultati delle analisi in forma tabellare.

Informazioni generali sull'elaborazione

Il software prevede una serie di controlli automatici che consentono l'individuazione di errori di modellazione, di non rispetto di limitazioni geometriche e di armatura e di presenza di elementi non verificati. Il codice di calcolo consente di visualizzare e controllare, sia in forma grafica che tabellare, i dati del modello strutturale, in modo da avere una visione consapevole del comportamento corretto del modello strutturale.

Giudizio motivato di accettabilità dei risultati

I risultati delle elaborazioni sono stati sottoposti a controlli dal sottoscritto utente del software. Tale valutazione ha compreso il confronto con i risultati di semplici calcoli, eseguiti con metodi tradizionali. Inoltre sulla base di considerazioni riguardanti gli stati tensionali e deformativi determinati, si è valutata la validità delle scelte operate in sede di schematizzazione e di modellazione della struttura e delle azioni.

In base a quanto sopra, io sottoscritto asserisco che l'elaborazione è corretta ed idonea al caso specifico, pertanto i risultati di calcolo sono da ritenersi validi ed accettabili.

10. VERIFICHE GEOTECNICHE

10.1 Metodo di calcolo

Valori caratteristici e valori di calcolo

Effettuando il calcolo tramite il D.M. 14/01/2008 è necessario fare la distinzione fra i parametri caratteristici ed i valori di calcolo (o di progetto) sia delle azioni che delle resistenze. I valori di calcolo si ottengono dai valori caratteristici mediante l'applicazione di opportuni coefficienti di sicurezza parziali ψ . In particolare si distinguono combinazioni di carico di tipo A1-M1 nelle quali vengono incrementati i carichi e lasciati inalterati i parametri di resistenza del terreno e combinazioni di carico di tipo A2-M2 nelle quali vengono ridotti i parametri di resistenza del terreno e incrementati i soli carichi variabili.

Metodo di Culmann

Il metodo di Culmann adotta le stesse ipotesi di base del metodo di Coulomb. La differenza sostanziale è che mentre Coulomb considera un terrapieno con superficie a pendenza costante e carico uniformemente distribuito (il che permette di ottenere una espressione in forma chiusa per il coefficiente di spinta) il metodo di Culmann consente di analizzare situazioni con profilo di forma generica e carichi sia concentrati che distribuiti comunque disposti. Inoltre, rispetto al metodo di Coulomb, risulta più immediato e lineare tener conto della coesione del masso spingente. Il metodo di Culmann, nato come metodo essenzialmente grafico, si è evoluto per essere trattato mediante analisi numerica (noto in questa forma come metodo del cuneo di tentativo). Come il metodo di Coulomb anche questo metodo considera una superficie di rottura rettilinea.

I passi del procedimento risolutivo sono i seguenti:

- si impone una superficie di rottura (angolo di inclinazione ρ rispetto all'orizzontale) e si considera il cuneo di spinta delimitato dalla superficie di rottura stessa, dalla parete su cui si calcola la spinta e dal profilo del terreno;
- si valutano tutte le forze agenti sul cuneo di spinta e cioè peso proprio (W), carichi sul terrapieno, resistenza per attrito e per coesione lungo la superficie di rottura (R e C) e resistenza per coesione lungo la parete (A);
- dalle equazioni di equilibrio si ricava il valore della spinta S sulla parete.

Questo processo viene iterato fino a trovare l'angolo di rottura per cui la spinta risulta massima. La convergenza non si raggiunge se il terrapieno risulta inclinato di un angolo maggiore dell'angolo d'attrito del terreno.

Nei casi in cui è applicabile il metodo di Coulomb (profilo a monte rettilineo e carico uniformemente distribuito) i risultati ottenuti col metodo di Culmann coincidono con quelli del metodo di Coulomb.

Le pressioni sulla parete di spinta si ricavano derivando l'espressione della spinta S rispetto all'ordinata z . Noto il diagramma delle pressioni è possibile ricavare il punto di applicazione della spinta.

Verifica a ribaltamento

La verifica a ribaltamento consiste nel determinare il momento risultante di tutte le forze che tendono a fare ribaltare il muro (momento ribaltante M_r) ed il momento risultante di tutte le forze che tendono a stabilizzare il muro (momento stabilizzante M_s) rispetto allo spigolo a valle della

fondazione e verificare che il rapporto M_s/M_r sia maggiore di un determinato coefficiente di sicurezza η_r .

Eseguendo il calcolo mediante gli eurocodici si può impostare $\eta_r \geq 1,0$.

Deve quindi essere verificata la seguente disequaglianza:

$$\frac{M_s}{M_r} \geq \eta_r$$

Il momento ribaltante M_r è dato dalla componente orizzontale della spinta S , dalle forze di inerzia del muro e del terreno gravante sulla fondazione di monte (caso di presenza di sisma) per i rispettivi bracci. Nel momento stabilizzante interviene il peso del muro (applicato nel baricentro) ed il peso del terreno gravante sulla fondazione di monte. Per quanto riguarda invece la componente verticale della spinta essa sarà stabilizzante se l'angolo d'attrito terra-muro δ è positivo, ribaltante se δ è negativo.

δ è positivo quando è il terrapieno che scorre rispetto al muro, negativo quando è il muro che tende a scorrere rispetto al terrapieno (questo può essere il caso di una spalla da ponte gravata da carichi notevoli). Se sono presenti dei tiranti essi contribuiscono al momento stabilizzante.

Questa verifica ha significato solo per fondazione superficiale e non per fondazione su pali.

Verifica a scorrimento

Per la verifica a scorrimento del muro lungo il piano di fondazione deve risultare che la somma di tutte le forze parallele al piano di posa che tendono a fare scorrere il muro deve essere minore di tutte le forze, parallele al piano di scorrimento, che si oppongono allo scivolamento, secondo un certo coefficiente di sicurezza. La verifica a scorrimento risulta soddisfatta se il rapporto fra la risultante delle forze resistenti allo scivolamento F_r e la risultante delle forze che tendono a fare scorrere il muro F_s risulta maggiore di un determinato coefficiente di sicurezza η_s .

Eseguendo il calcolo mediante il DM 14/01/2008 si può impostare $\eta_s \geq 1,0$ (Approccio 1)

$$\frac{F_r}{F_s} \geq \eta_s$$

Le forze che intervengono nella F_s sono: la componente della spinta parallela al piano di fondazione e la componente delle forze d'inerzia parallela al piano di fondazione.

La forza resistente è data dalla resistenza d'attrito e dalla resistenza per adesione lungo la base della fondazione. Detta N la componente normale al piano di fondazione del carico totale gravante in fondazione e indicando con δ_f l'angolo d'attrito terreno-fondazione, con c_a l'adesione terreno-fondazione e con B_f la larghezza della fondazione reagente, la forza resistente può esprimersi come:

$$F_r = N \operatorname{tg} \delta_f + c_a B_r$$

La Normativa consente di computare, nelle forze resistenti, una aliquota dell'eventuale spinta dovuta al terreno posto a valle del muro. In tal caso, però, il coefficiente di sicurezza deve essere aumentato opportunamente. L'aliquota di spinta passiva che si può considerare ai fini della verifica a scorrimento non può comunque superare il 50%.

Per quanto riguarda l'angolo d'attrito terra-fondazione, δ_f , diversi autori suggeriscono di assumere un valore di δ_f pari all'angolo d'attrito del terreno di fondazione.

Verifica al carico limite

Il rapporto fra il carico limite in fondazione e la componente normale della risultante dei carichi trasmessi dal muro sul terreno di fondazione deve essere superiore a η_q . Cioè, detto Q_u , il carico limite ed R la risultante verticale dei carichi in fondazione, deve essere:

$$\frac{Q_u}{R} \geq \eta_q$$

Eseguendo il calcolo mediante gli Eurocodici si può impostare $\eta_q \geq 1.0$

La formula di Vesic è analoga alla formula di Hansen. Cambia solo il fattore N_γ e l'espressione di alcuni coefficienti.

Di seguito sono riportate per intero tutte le espressioni.

Caso generale

$$q_u = c N_c s_c d_c i_c g_c b_c + q N_q s_q d_q i_q g_q b_q + 0.5 B \gamma N_\gamma s_\gamma d_\gamma i_\gamma g_\gamma b_\gamma$$

Caso di terreno puramente coesivo $\phi=0$

$$q_u = 5.14 c (1 + s_c + d_c - i_c - g_c - b_c) + q$$

I fattori che compaiono in queste espressioni sono espressi da:

$$N_q = e^{\pi \operatorname{tg} \phi} K_p \operatorname{par}$$

$$N_c = (N_q - 1) \operatorname{ctg} \phi$$

$$N_\gamma = 2(N_q + 1) \operatorname{tg} \phi$$

Fattori di forma

$$\text{per } \phi=0 \quad s_c = 0.2 \frac{B}{L}$$

$$\text{per } \phi>0 \quad s_c = 1 + \frac{N_q}{N_c} \frac{B}{L}$$

Note de des culées Pont sur le Dora - Relazione di calcolo Ponte sulla Dora

$$s_q = 1 + \frac{B}{L} \operatorname{tg}\phi$$

$$s_\gamma = 1 - 0.4 \frac{B}{L}$$

Fattori di profondità

Si definisce il parametro k come

$$k = \frac{D}{B} \quad \text{se} \quad \frac{D}{B} \leq 1$$

$$k = \operatorname{arctg} \frac{D}{B} \quad \text{se} \quad \frac{D}{B} > 1$$

I vari coefficienti si esprimono come

$$\text{per } \phi=0 \quad d_c = 0.4k$$

$$\text{per } \phi>0 \quad d_c = 1 + 0.4k$$

$$d_q = 1 + 2\operatorname{tg}\phi(1 - \sin\phi)^2 k$$

$$d_\gamma = 1$$

Fattori di inclinazione del carico

Definito il parametro

$$m = \frac{2+B/L}{1+B/L}$$

$$\text{per } \phi = 0 \quad i_c = 1 - \frac{m H}{A_f c_a N_c}$$

$$\text{per } \phi > 0 \quad i_c = i_q - \frac{1 - i_q}{N_q - 1}$$

Note de des culées Pont sur le Dora - Relazione di calcolo Ponte sulla Dora

$$i_q = \left(1 - \frac{H}{V + A_f c_a \operatorname{ctg} \phi}\right)^m$$

$$i_\gamma = \left(1 - \frac{H}{V + A_f c_a \operatorname{ctg} \phi}\right)^{m+1}$$

Fattori di inclinazione del piano di posa della fondazione

per $\phi=0$
$$b_c = \frac{\eta^\circ}{147^\circ}$$

per $\phi>0$
$$b_c = 1 - \frac{\eta^\circ}{147^\circ}$$

$$b_q = b_\gamma = (1 - \eta \operatorname{tg} \phi)^2$$

Fattori di inclinazione del terreno

Indicando con β la pendenza del pendio i fattori g si ottengono dalle espressioni seguenti:

per $\phi=0$
$$g_c = \frac{\beta^\circ}{147^\circ}$$

per $\phi>0$
$$g_c = 1 - \frac{\beta^\circ}{147^\circ}$$

$$g_q = g_\gamma = (1 - \operatorname{tg} \beta)^2$$

Verifica alla stabilità globale

La verifica alla stabilità globale del complesso muro+terreno deve fornire un coefficiente di sicurezza non inferiore a η_g

Eseguido il calcolo si può impostare $\eta_g \geq 1,0$

Viene usata la tecnica della suddivisione a strisce della superficie di scorrimento da analizzare. La superficie di scorrimento viene supposta circolare e determinata in modo tale da non avere intersezione con il profilo del muro o con i pali di fondazione. Si determina il minimo coefficiente di sicurezza su una maglia di centri di dimensioni 10x10 posta in prossimità della sommità del muro. Il numero di strisce è pari a 50.

Si adotta per la verifica di stabilità globale il metodo di **Bishop**.

Il coefficiente di sicurezza nel metodo di Bishop si esprime secondo la seguente formula:

$$\eta = \frac{\sum_i \left(\frac{c_i b_i + (W_i - u_i b_i) \operatorname{tg} \phi_i}{m} \right)}{\sum_i W_i \sin \alpha_i}$$

dove il termine m è espresso da

$$m = \left(1 + \frac{\operatorname{tg} \phi_i \operatorname{tg} \alpha_i}{\eta} \right) \cos \alpha_i$$

In questa espressione n è il numero delle strisce considerate, b_i e α_i sono la larghezza e l'inclinazione della base della striscia i_{esima} rispetto all'orizzontale, W_i è il peso della striscia i_{esima} , c_i e ϕ_i sono le caratteristiche del terreno (coesione ed angolo di attrito) lungo la base della striscia ed u_i è la pressione neutra lungo la base della striscia.

L'espressione del coefficiente di sicurezza di Bishop contiene al secondo membro il termine m che è funzione di η . Quindi essa viene risolta per successive approssimazioni assumendo un valore iniziale per η da inserire nell'espressione di m ed iterare fin quando il valore calcolato coincide con il valore assunto.

Note de des culées Pont sur le Dora - Relazione di calcolo Ponte sulla Dora

10.2 SPALLE

10.2.1 Analisi delle sollecitazioni

N.T.C. 2008 - Approccio 1

Simbologia adottata

γ_{Gsfav}	Coefficiente parziale sfavorevole sulle azioni permanenti
γ_{Gfav}	Coefficiente parziale favorevole sulle azioni permanenti
γ_{Qsfav}	Coefficiente parziale sfavorevole sulle azioni variabili
γ_{Qfav}	Coefficiente parziale favorevole sulle azioni variabili
$\gamma_{tan\phi}$	Coefficiente parziale di riduzione dell'angolo di attrito drenato
$\gamma_{c'}$	Coefficiente parziale di riduzione della coesione drenata
γ_{cu}	Coefficiente parziale di riduzione della coesione non drenata
γ_{qu}	Coefficiente parziale di riduzione del carico ultimo
γ_{γ}	Coefficiente parziale di riduzione della resistenza a compressione uniassiale delle rocce

Coefficienti di partecipazione combinazioni statiche

Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni:

<i>Carichi</i>	<i>Effetto</i>		<i>A1</i>	<i>A2</i>	<i>EQU</i>	<i>HYD</i>
Permanenti	Favorevole	γ_{Gfav}	1,00	1,00	0,90	0,90
Permanenti	Sfavorevole	γ_{Gsfav}	1,35	1,00	1,10	1,30
Variabili	Favorevole	γ_{Qfav}	0,00	0,00	0,00	0,00
Variabili	Sfavorevole	γ_{Qsfav}	1,35	1,15	1,35	1,50

Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno:

<i>Parametri</i>			<i>M1</i>	<i>M2</i>	<i>M2</i>	<i>M1</i>
Tangente dell'angolo di attrito	$\gamma_{tan\phi}$		1,00	1,25	1,25	1,00
Coesione efficace	$\gamma_{c'}$		1,00	1,25	1,25	1,00
Resistenza non drenata	γ_{cu}		1,00	1,40	1,40	1,00
Resistenza a compressione uniassiale	γ_{qu}		1,00	1,60	1,60	1,00
Peso dell'unità di volume	γ_{γ}		1,00	1,00	1,00	1,00

Coefficienti di partecipazione combinazioni sismiche

Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni:

<i>Carichi</i>	<i>Effetto</i>		<i>A1</i>	<i>A2</i>	<i>EQU</i>	<i>HYD</i>
Permanenti	Favorevole	γ_{Gfav}	1,00	1,00	1,00	0,90
Permanenti	Sfavorevole	γ_{Gsfav}	1,00	1,00	1,00	1,30
Variabili	Favorevole	γ_{Qfav}	0,00	0,00	0,00	0,00
Variabili	Sfavorevole	γ_{Qsfav}	0,00	0,00	0,00	1,50

Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno:

<i>Parametri</i>			<i>M1</i>	<i>M2</i>	<i>M2</i>	<i>M1</i>
Tangente dell'angolo di attrito	$\gamma_{tan\phi}$		1,00	1,25	1,25	1,00
Coesione efficace	$\gamma_{c'}$		1,00	1,25	1,25	1,00
Resistenza non drenata	γ_{cu}		1,00	1,40	1,40	1,00
Resistenza a compressione uniassiale	γ_{qu}		1,00	1,60	1,60	1,00
Peso dell'unità di volume	γ_{γ}		1,00	1,00	1,00	1,00

Note de des culées Pont sur le Dora - Relazione di calcolo Ponte sulla Dora

FONDAZIONE SUPERFICIALE

Coefficienti parziali γ_R per le verifiche agli stati limite ultimi STR e GEO

Verifica	Coefficienti parziali		
	R1	R2	R3
Capacità portante della fondazione	1,00	1,00	1,40
Scorrimento	1,00	1,00	1,10
Resistenza del terreno a valle	1,00	1,00	1,40
Stabilità globale		1,10	

Geometria muro e fondazione

Descrizione

Muro a gradoni in c.a.

Descrizione dei gradoni

Simbologia adottata

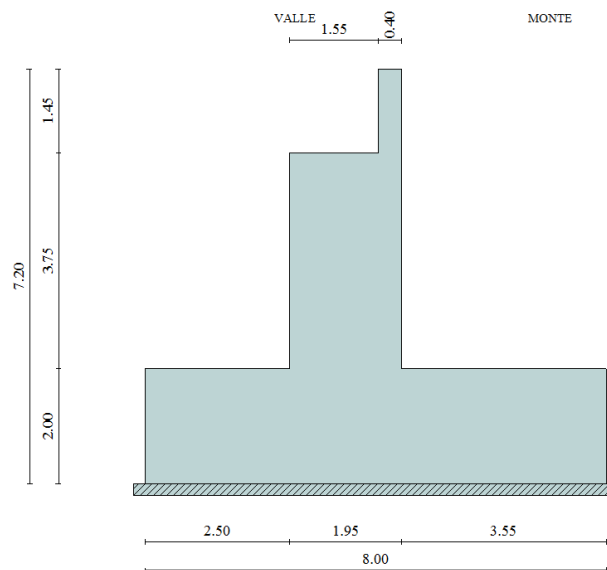
Nr.	numero d'ordine del gradone (a partire dall'alto)
Bs	base superiore del gradone espressa in [m]
Bi	base inferiore del gradone espressa in [m]
Hg	altezza del gradone espressa in [m]
α_e	inclinazione esterna del gradone espressa in [°]
α_i	inclinazione interna del gradone espressa in [°]

Nr.	Bs	Bi	Hg	α_e	α_i
1	0,40	0,40	1,45	0,00	0,00
2	1,95	1,95	3,75	0,00	0,00

Altezza del paramento 5,20 [m]

Fondazione

Lunghezza mensola fondazione di valle	2,50 [m]
Lunghezza mensola fondazione di monte	3,55 [m]
Lunghezza totale fondazione	8,00 [m]
Inclinazione piano di posa della fondazione	0,00 [°]
Spessore fondazione	2,00 [m]
Spessore magrone	0,20 [m]



Geometria profilo terreno a monte del muro

Simbologia adottata e sistema di riferimento

(Sistema di riferimento con origine in testa al muro,
 ascissa X positiva verso monte, ordinata Y positiva verso l'alto)

N numero ordine del punto

X ascissa del punto espressa in [m]

Y ordinata del punto espressa in [m]

A inclinazione del tratto espressa in [°]

N	X	Y	A
1	25,00	0,00	0,00

Terreno a valle del muro

Inclinazione terreno a valle del muro rispetto all'orizzontale 0,00 [°]

Altezza del rinterro rispetto all'attacco fondaz.valle-paramento 0,00 [m]

Descrizione terreni

Simbologia adottata

Nr. Indice del terreno

Descrizione Descrizione terreno

γ Peso di volume del terreno espresso in [kN/mc]

γ_s Peso di volume saturo del terreno espresso in [kN/mc]

ϕ Angolo d'attrito interno espresso in [°]

δ Angolo d'attrito terra-muro espresso in [°]

c Coesione espressa in [kPa]

c_a Adesione terra-muro espressa in [kPa]

Descrizione	γ	γ_s	ϕ	δ	c	c_a
Terreno 1	20,00	20,00	33,00	22,00	0,0	0,0
Terreno 2	20,00	20,00	33,00	33,00	0,0	0,0

Stratigrafia

Simbologia adottata

N Indice dello strato

H Spessore dello strato espresso in [m]

a Inclinazione espressa in [°]

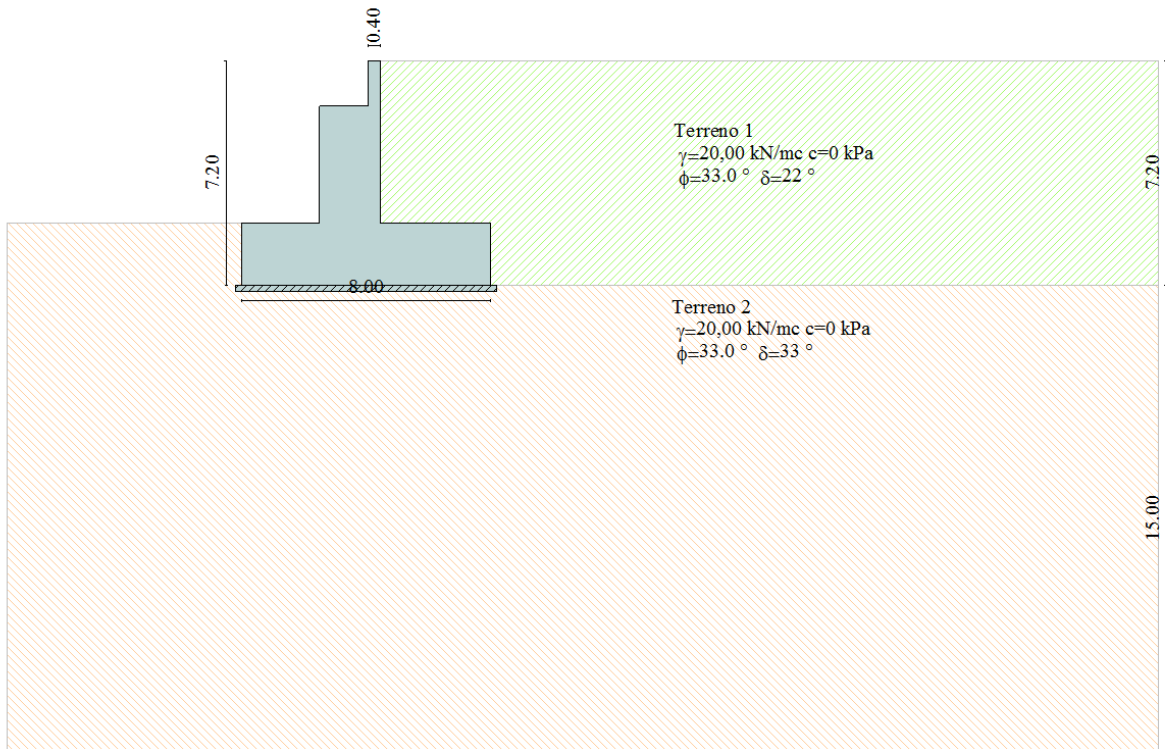
K_w Costante di Winkler orizzontale espressa in Kg/cm²/cm

K_s Coefficiente di spinta

Terreno Terreno dello strato

Nr.	H	a	K_w	K_s	Terreno
1	7,20	0,00	0,00	0,00	Terreno 1
2	15,00	0,00	10,60	0,00	Terreno 2

Note de des culées Pont sur le Dora - Relazione di calcolo Ponte sulla Dora



Condizioni di carico

Simbologia e convenzioni di segno adottate

Carichi verticali positivi verso il basso.

Carichi orizzontali positivi verso sinistra.

Momento positivo senso antiorario.

X Ascissa del punto di applicazione del carico concentrato espressa in [m]

F_x Componente orizzontale del carico concentrato espressa in [kN]

F_y Componente verticale del carico concentrato espressa in [kN]

M Momento espresso in [kNm]

X_i Ascissa del punto iniziale del carico ripartito espressa in [m]

X_f Ascissa del punto finale del carico ripartito espressa in [m]

Q_i Intensità del carico per $x=X_i$ espressa in [kN/m]

Q_f Intensità del carico per $x=X_f$ espressa in [kN/m]

D / C Tipo carico : D=distribuito C=concentrato

Condizione n° 1 (V traffico a monte)

D Profilo $X_i=0,00$ $X_f=25,00$ $Q_i=25,0000$ $Q_f=25,0000$

Condizione n° 2 (PP Ponte)

C Paramento $X=-1,05$ $Y=-1,45$ $F_x=0,0000$ $F_y=326,0000$ $M=0,0000$

Condizione n° 3 (Permanenti)

C Paramento $X=-1,05$ $Y=-1,45$ $F_x=0,0000$ $F_y=64,0000$ $M=0,0000$

Condizione n° 4 (V Traffico su Ponte)

C Paramento $X=-1,05$ $Y=-1,45$ $F_x=0,0000$ $F_y=165,0000$ $M=0,0000$

Condizione n° 5 (Frenamento (def.) X)

C Paramento $X=-1,05$ $Y=-1,45$ $F_x=41,0000$ $F_y=0,0000$ $M=0,0000$

Condizione n° 6 (Forze SLV X)

C Paramento $X=-1,05$ $Y=-1,45$ $F_x=270,0000$ $F_y=-49,0000$ $M=0,0000$

Note de des culées Pont sur le Dora - Relazione di calcolo Ponte sulla Dora

Descrizione combinazioni di carico

Simbologia adottata

F/S Effetto dell'azione (FAV: Favorevole, SFAV: Sfavorevole)
 γ Coefficiente di partecipazione della condizione
 Ψ Coefficiente di combinazione della condizione

Combinazione n° 1 - Caso A1-M1 (STR)

	S/F	γ	Ψ	$\gamma * \Psi$
Peso proprio muro	FAV	1,00	1.00	1,00
Peso proprio terrapieno	FAV	1,00	1.00	1,00
Spinta terreno	SFAV	1,35	1.00	1,35
V traffico a monte	SFAV	1.35	1.00	1.35
PP Ponte	SFAV	1.35	1.00	1.35
Permanenti	SFAV	1.35	1.00	1.35

Combinazione n° 2 - Caso A1-M1 (STR)

	S/F	γ	Ψ	$\gamma * \Psi$
Peso proprio muro	SFAV	1,35	1.00	1,35
Peso proprio terrapieno	SFAV	1,35	1.00	1,35
Spinta terreno	SFAV	1,35	1.00	1,35
V traffico a monte	SFAV	1.35	1.00	1.35
PP Ponte	SFAV	1.35	1.00	1.35
Permanenti	SFAV	1.35	1.00	1.35

Combinazione n° 3 - Caso A1-M1 (STR)

	S/F	γ	Ψ	$\gamma * \Psi$
Peso proprio muro	SFAV	1,35	1.00	1,35
Peso proprio terrapieno	FAV	1,00	1.00	1,00
Spinta terreno	SFAV	1,35	1.00	1,35
V traffico a monte	SFAV	1.35	1.00	1.35
PP Ponte	SFAV	1.35	1.00	1.35
Permanenti	SFAV	1.35	1.00	1.35

Combinazione n° 4 - Caso A1-M1 (STR)

	S/F	γ	Ψ	$\gamma * \Psi$
Peso proprio muro	FAV	1,00	1.00	1,00
Peso proprio terrapieno	SFAV	1,35	1.00	1,35
Spinta terreno	SFAV	1,35	1.00	1,35
V traffico a monte	SFAV	1.35	1.00	1.35
PP Ponte	SFAV	1.35	1.00	1.35
Permanenti	SFAV	1.35	1.00	1.35

Combinazione n° 5 - Caso A2-M2 (GEO)

	S/F	γ	Ψ	$\gamma * \Psi$
Peso proprio muro	SFAV	1,00	1.00	1,00
Peso proprio terrapieno	SFAV	1,00	1.00	1,00
Spinta terreno	SFAV	1,00	1.00	1,00
V traffico a monte	SFAV	1.15	1.00	1.15
PP Ponte	SFAV	1.00	1.00	1.00
Permanenti	SFAV	1.15	1.00	1.15

Note de des culées Pont sur le Dora - Relazione di calcolo Ponte sulla Dora

Combinazione n° 6 - Caso EQU (SLU)

	S/F	γ	Ψ	$\gamma * \Psi$
Peso proprio muro	FAV	0,90	1.00	0,90
Peso proprio terrapieno	FAV	0,90	1.00	0,90
Spinta terreno	SFAV	1,10	1.00	1,10
V traffico a monte	SFAV	1.35	1.00	1.35
PP Ponte	FAV	0.90	1.00	0.90
Permanenti	FAV	0.00	1.00	0.00

Combinazione n° 7 - Caso A2-M2 (GEO-STAB)

	S/F	γ	Ψ	$\gamma * \Psi$
Peso proprio muro	SFAV	1,00	1.00	1,00
Peso proprio terrapieno	SFAV	1,00	1.00	1,00
Spinta terreno	SFAV	1,00	1.00	1,00
V traffico a monte	SFAV	1.15	1.00	1.15
PP Ponte	SFAV	1.00	1.00	1.00
Permanenti	SFAV	1.15	1.00	1.15

Combinazione n° 8 - Caso A1-M1 (STR)

	S/F	γ	Ψ	$\gamma * \Psi$
Peso proprio muro	FAV	1,00	1.00	1,00
Peso proprio terrapieno	SFAV	1,35	1.00	1,35
Spinta terreno	SFAV	1,35	1.00	1,35
V traffico a monte	SFAV	1.35	1.00	1.35
PP Ponte	SFAV	1.35	1.00	1.35
Permanenti	SFAV	1.35	1.13	1.53
V Traffico su Ponte	SFAV	1.35	1.00	1.35
Frenamento (def.) X	SFAV	1.35	1.00	1.35

Combinazione n° 9 - Caso A1-M1 (STR)

	S/F	γ	Ψ	$\gamma * \Psi$
Peso proprio muro	FAV	1,00	1.00	1,00
Peso proprio terrapieno	FAV	1,00	1.00	1,00
Spinta terreno	SFAV	1,35	1.00	1,35
V traffico a monte	SFAV	1.35	1.00	1.35
PP Ponte	SFAV	1.35	1.00	1.35
Permanenti	SFAV	1.35	1.13	1.53
V Traffico su Ponte	SFAV	1.35	1.00	1.35
Frenamento (def.) X	SFAV	1.35	1.00	1.35

Combinazione n° 10 - Caso A1-M1 (STR)

	S/F	γ	Ψ	$\gamma * \Psi$
Peso proprio muro	SFAV	1,35	1.00	1,35
Peso proprio terrapieno	SFAV	1,35	1.00	1,35
Spinta terreno	SFAV	1,35	1.00	1,35
V traffico a monte	SFAV	1.35	1.00	1.35
PP Ponte	SFAV	1.35	1.00	1.35
Permanenti	SFAV	1.35	1.13	1.53
V Traffico su Ponte	SFAV	1.35	1.00	1.35
Frenamento (def.) X	SFAV	1.35	1.00	1.35

Note de des culées Pont sur le Dora - Relazione di calcolo Ponte sulla Dora

Combinazione n° 11 - Caso A1-M1 (STR)

	S/F	γ	Ψ	$\gamma * \Psi$
Peso proprio muro	SFAV	1,35	1.00	1,35
Peso proprio terrapieno	FAV	1,00	1.00	1,00
Spinta terreno	SFAV	1,35	1.00	1,35
V traffico a monte	SFAV	1.35	1.00	1.35
PP Ponte	SFAV	1.35	1.00	1.35
Permanenti	SFAV	1.35	1.13	1.53
V Traffico su Ponte	SFAV	1.35	1.00	1.35
Frenamento (def.) X	SFAV	1.35	1.00	1.35

Combinazione n° 12 - Caso A2-M2 (GEO)

	S/F	γ	Ψ	$\gamma * \Psi$
Peso proprio muro	SFAV	1,00	1.00	1,00
Peso proprio terrapieno	SFAV	1,00	1.00	1,00
Spinta terreno	SFAV	1,00	1.00	1,00
V traffico a monte	SFAV	1.15	1.00	1.15
PP Ponte	SFAV	1.00	1.00	1.00
Permanenti	SFAV	1.15	1.13	1.30
V Traffico su Ponte	SFAV	1.15	1.00	1.15
Frenamento (def.) X	SFAV	1.15	1.00	1.15

Combinazione n° 13 - Caso EQU (SLU)

	S/F	γ	Ψ	$\gamma * \Psi$
Peso proprio muro	FAV	0,90	1.00	0,90
Peso proprio terrapieno	FAV	0,90	1.00	0,90
Spinta terreno	SFAV	1,10	1.00	1,10
V traffico a monte	SFAV	1.35	1.00	1.35
PP Ponte	FAV	0,90	1.00	0,90
Permanenti	FAV	0,00	1.13	0,00
V Traffico su Ponte	FAV	0,00	1.00	0,00
Frenamento (def.) X	SFAV	1.35	1.00	1.35

Combinazione n° 14 - Caso A2-M2 (GEO-STAB)

	S/F	γ	Ψ	$\gamma * \Psi$
Peso proprio muro	SFAV	1,00	1.00	1,00
Peso proprio terrapieno	SFAV	1,00	1.00	1,00
Spinta terreno	SFAV	1,00	1.00	1,00
V traffico a monte	SFAV	1.15	1.00	1.15
PP Ponte	SFAV	1.00	1.00	1.00
Permanenti	SFAV	1.15	1.13	1.30
V Traffico su Ponte	SFAV	1.15	1.00	1.15
Frenamento (def.) X	SFAV	1.15	1.00	1.15

Combinazione n° 15 - Caso A1-M1 (STR) - Sisma Vert. positivo

	S/F	γ	Ψ	$\gamma * \Psi$
Peso proprio muro	SFAV	1,00	1.00	1,00
Peso proprio terrapieno	SFAV	1,00	1.00	1,00
Spinta terreno	SFAV	1,00	1.00	1,00
PP Ponte	SFAV	1.00	1.00	1.00
Forze SLV X	SFAV	1.00	1.00	1.00

Note de des culées Pont sur le Dora - Relazione di calcolo Ponte sulla Dora

Combinazione n° 16 - Caso A1-M1 (STR) - Sisma Vert. negativo

	S/F	γ	Ψ	$\gamma * \Psi$
Peso proprio muro	SFAV	1,00	1.00	1,00
Peso proprio terrapieno	SFAV	1,00	1.00	1,00
Spinta terreno	SFAV	1,00	1.00	1,00
PP Ponte	SFAV	1.00	1.00	1.00
Forze SLV X	SFAV	1.00	1.00	1.00

Combinazione n° 17 - Caso A2-M2 (GEO) - Sisma Vert. positivo

	S/F	γ	Ψ	$\gamma * \Psi$
Peso proprio muro	SFAV	1,00	1.00	1,00
Peso proprio terrapieno	SFAV	1,00	1.00	1,00
Spinta terreno	SFAV	1,00	1.00	1,00
PP Ponte	SFAV	1.00	1.00	1.00
Forze SLV X	SFAV	1.00	1.00	1.00

Combinazione n° 18 - Caso A2-M2 (GEO) - Sisma Vert. negativo

	S/F	γ	Ψ	$\gamma * \Psi$
Peso proprio muro	SFAV	1,00	1.00	1,00
Peso proprio terrapieno	SFAV	1,00	1.00	1,00
Spinta terreno	SFAV	1,00	1.00	1,00
PP Ponte	SFAV	1.00	1.00	1.00
Forze SLV X	SFAV	1.00	1.00	1.00

Combinazione n° 19 - Caso EQU (SLU) - Sisma Vert. positivo

	S/F	γ	Ψ	$\gamma * \Psi$
Peso proprio muro	FAV	1,00	1.00	1,00
Peso proprio terrapieno	FAV	1,00	1.00	1,00
Spinta terreno	SFAV	1,00	1.00	1,00
PP Ponte	FAV	1.00	1.00	1.00
Forze SLV X	SFAV	1.00	1.00	1.00

Combinazione n° 20 - Caso EQU (SLU) - Sisma Vert. negativo

	S/F	γ	Ψ	$\gamma * \Psi$
Peso proprio muro	FAV	1,00	1.00	1,00
Peso proprio terrapieno	FAV	1,00	1.00	1,00
Spinta terreno	SFAV	1,00	1.00	1,00
PP Ponte	FAV	1.00	1.00	1.00
Forze SLV X	SFAV	1.00	1.00	1.00

Combinazione n° 21 - Caso A2-M2 (GEO-STAB) - Sisma Vert. positivo

	S/F	γ	Ψ	$\gamma * \Psi$
Peso proprio muro	SFAV	1,00	1.00	1,00
Peso proprio terrapieno	SFAV	1,00	1.00	1,00
Spinta terreno	SFAV	1,00	1.00	1,00
PP Ponte	SFAV	1.00	1.00	1.00
Forze SLV X	SFAV	1.00	1.00	1.00

Note de des culées Pont sur le Dora - Relazione di calcolo Ponte sulla Dora

Combinazione n° 22 - Caso A2-M2 (GEO-STAB) - Sisma Vert. negativo

	S/F	γ	Ψ	$\gamma * \Psi$
Peso proprio muro	SFAV	1,00	1.00	1,00
Peso proprio terrapieno	SFAV	1,00	1.00	1,00
Spinta terreno	SFAV	1,00	1.00	1,00
PP Ponte	SFAV	1.00	1.00	1.00
Forze SLV X	SFAV	1.00	1.00	1.00

Combinazione n° 23 - Quasi Permanente (SLE)

	S/F	γ	Ψ	$\gamma * \Psi$
Peso proprio muro	--	1,00	1.00	1,00
Peso proprio terrapieno	--	1,00	1.00	1,00
Spinta terreno	--	1,00	1.00	1,00
PP Ponte	SFAV	1.00	1.00	1.00
Permanenti	SFAV	1.00	1.00	1.00

Combinazione n° 24 - Frequente (SLE)

	S/F	γ	Ψ	$\gamma * \Psi$
Peso proprio muro	--	1,00	1.00	1,00
Peso proprio terrapieno	--	1,00	1.00	1,00
Spinta terreno	--	1,00	1.00	1,00
PP Ponte	SFAV	1.00	1.00	1.00
V traffico a monte	SFAV	1.00	1.00	1.00
Permanenti	SFAV	1.00	1.00	1.00

Combinazione n° 25 - Frequente (SLE)

	S/F	γ	Ψ	$\gamma * \Psi$
Peso proprio muro	--	1,00	1.00	1,00
Peso proprio terrapieno	--	1,00	1.00	1,00
Spinta terreno	--	1,00	1.00	1,00
PP Ponte	SFAV	1.00	1.00	1.00
Permanenti	SFAV	1.00	1.00	1.00

Combinazione n° 26 - Frequente (SLE)

	S/F	γ	Ψ	$\gamma * \Psi$
Peso proprio muro	--	1,00	1.00	1,00
Peso proprio terrapieno	--	1,00	1.00	1,00
Spinta terreno	--	1,00	1.00	1,00
PP Ponte	SFAV	1.00	1.00	1.00
V Traffico su Ponte	SFAV	1.00	0.75	0.75
Permanenti	SFAV	1.00	1.00	1.00

Combinazione n° 27 - Rara (SLE)

	S/F	γ	Ψ	$\gamma * \Psi$
Peso proprio muro	--	1,00	1.00	1,00
Peso proprio terrapieno	--	1,00	1.00	1,00
Spinta terreno	--	1,00	1.00	1,00
PP Ponte	SFAV	1.00	1.00	1.00
V Traffico su Ponte	SFAV	1.00	1.00	1.00
V traffico a monte	SFAV	1.00	1.00	1.00
Permanenti	SFAV	1.00	1.00	1.00

Quadro riassuntivo coeff. di sicurezza calcolati

Simbologia adottata

C Identificativo della combinazione

Tipo Tipo combinazione

Sisma Combinazione sismica

CS_{SCO} Coeff. di sicurezza allo scorrimento

CS_{RIB} Coeff. di sicurezza al ribaltamento

CS_{QLIM} Coeff. di sicurezza a carico limite

CS_{STAB} Coeff. di sicurezza a stabilità globale

C	Tipo	Sisma	CS_{sco}	CS_{rib}	CS_{qlim}	CS_{stab}
1	A1-M1 - [1]	--	3,47	--	12,04	--
2	A1-M1 - [1]	--	4,14	--	10,49	--
3	A1-M1 - [1]	--	3,73	--	11,09	--
4	A1-M1 - [1]	--	3,88	--	11,33	--
5	A2-M2 - [1]	--	2,68	--	6,23	--
6	EQU - [1]	--	--	6,73	--	--
7	STAB - [1]	--	--	--	--	2,04
8	A1-M1 - [2]	--	3,71	--	9,93	--
9	A1-M1 - [2]	--	3,36	--	10,55	--
10	A1-M1 - [2]	--	3,93	--	9,81	--
11	A1-M1 - [2]	--	3,58	--	10,36	--
12	A2-M2 - [2]	--	2,61	--	5,52	--
13	EQU - [2]	--	--	5,10	--	--
14	STAB - [2]	--	--	--	--	2,04
15	A1-M1 - [3]	Orizzontale + Verticale positivo	1,60	--	6,86	--
16	A1-M1 - [3]	Orizzontale + Verticale negativo	1,57	--	6,82	--
17	A2-M2 - [3]	Orizzontale + Verticale positivo	1,18	--	2,88	--
18	A2-M2 - [3]	Orizzontale + Verticale negativo	1,16	--	2,87	--
19	EQU - [3]	Orizzontale + Verticale positivo	--	2,54	--	--
20	EQU - [3]	Orizzontale + Verticale negativo	--	2,41	--	--
21	STAB - [3]	Orizzontale + Verticale positivo	--	--	--	2,02
22	STAB - [3]	Orizzontale + Verticale negativo	--	--	--	2,00
23	SLEQ - [1]	--	4,71	--	16,10	--
24	SLEF - [1]	--	4,14	--	14,16	--
25	SLEF - [1]	--	4,71	--	16,10	--
26	SLEF - [1]	--	5,12	--	15,40	--
27	SLER - [1]	--	4,58	--	13,49	--

Analisi della spinta e verifiche

Sistema di riferimento adottato per le coordinate :

Origine in testa al muro (spigolo di monte)

Ascisse X (espresse in [m]) positive verso monte

Ordinate Y (espresse in [m]) positive verso l'alto

Le forze orizzontali sono considerate positive se agenti da monte verso valle

Le forze verticali sono considerate positive se agenti dall'alto verso il basso

Calcolo riferito ad 1 metro di muro

Tipo di analisi

Calcolo della spinta	metodo di Culmann
Calcolo del carico limite	metodo di Vesic
Calcolo della stabilità globale	metodo di Bishop
Calcolo della spinta in condizioni di	Spinta a riposo

Sisma

Combinazioni SLU

Accelerazione al suolo a_g	1.20 [m/s ²]
Coefficiente di amplificazione per tipo di sottosuolo (S)	1.50
Coefficiente di amplificazione topografica (St)	1.20
Coefficiente riduzione (β_m)	0.24
Rapporto intensità sismica verticale/orizzontale	0.50
Coefficiente di intensità sismica orizzontale (percento)	$k_h=(a_g/g*\beta_m*St*S) = 5.30$
Coefficiente di intensità sismica verticale (percento)	$k_v=0.50 * k_h = 2.65$

Combinazioni SLE

Accelerazione al suolo a_g	0.00 [m/s ²]
Coefficiente di amplificazione per tipo di sottosuolo (S)	1.50
Coefficiente di amplificazione topografica (St)	1.20
Coefficiente riduzione (β_m)	0.18
Rapporto intensità sismica verticale/orizzontale	0.50
Coefficiente di intensità sismica orizzontale (percento)	$k_h=(a_g/g*\beta_m*St*S) = 0.00$
Coefficiente di intensità sismica verticale (percento)	$k_v=0.50 * k_h = 0.00$

Forma diagramma incremento sismico	Rettangolare
Partecipazione spinta passiva (percento)	0,0
Lunghezza del muro	1,00 [m]
Peso muro	585,7728 [kN]
Baricentro del muro	X=-0,60 Y=-5,19

Superficie di spinta

Punto inferiore superficie di spinta	X = 3,55	Y = -7,20
Punto superiore superficie di spinta	X = 3,55	Y = 0,00
Altezza della superficie di spinta	7,20 [m]	
Inclinazione superficie di spinta(rispetto alla verticale)	0,00 [°]	

10.2.2 Verifica a capacità portante e a scorrimento

COMBINAZIONE n° 18

Valore della spinta statica	248,6688	[kN]
Componente orizzontale della spinta statica	236,6159	[kN]
Componente verticale della spinta statica	76,4792	[kN]
Punto d'applicazione della spinta	X = 3,55 [m] Y = -4,42 [m]	
Inclinaz. della spinta rispetto alla normale alla superficie	17,91	[°]
Inclinazione linea di rottura in condizioni statiche	54,55	[°]
Incremento sismico della spinta	20,8528	[kN]
Punto d'applicazione dell'incremento sismico di spinta	X = 3,55 [m] Y = -3,60 [m]	
Inclinazione linea di rottura in condizioni sismiche	51,55	[°]
Peso terrapieno gravante sulla fondazione a monte	369,2000	[kN]
Baricentro terrapieno gravante sulla fondazione a monte	X = 1,78 [m] Y = -2,60 [m]	
Inerzia del muro	31,0322	[kN]
Inerzia verticale del muro	-15,5161	[kN]
Inerzia del terrapieno fondazione di monte	19,5589	[kN]
Inerzia verticale del terrapieno fondazione di monte	-9,7795	[kN]

Risultanti carichi esterni

Componente dir. X	270,00	[kN]
Componente dir. Y	277,00	[kN]

Risultanti

Risultante dei carichi applicati in dir. orizzontale	577,0492	[kN]
Risultante dei carichi applicati in dir. verticale	1289,5698	[kN]
Sforzo normale sul piano di posa della fondazione	1289,5698	[kN]
Sforzo tangenziale sul piano di posa della fondazione	577,0492	[kN]
Eccentricità rispetto al baricentro della fondazione	1,21	[m]
Lunghezza fondazione reagente	8,00	[m]
Risultante in fondazione	1412,7902	[kN]
Inclinazione della risultante (rispetto alla normale)	24,11	[°]
Momento rispetto al baricentro della fondazione	1557,2307	[kNm]
Carico ultimo della fondazione	3695,4179	[kN]

Tensioni sul terreno

Lunghezza fondazione reagente	8,00	[m]
Tensione terreno allo spigolo di valle	307,19	[kPa]
Tensione terreno allo spigolo di monte	15,21	[kPa]

Fattori per il calcolo della capacità portante

Coeff. capacità portante	$N_c = 24.76$	$N_q = 13.86$	$N_\gamma = 15.45$
Fattori forma	$s_c = 1,00$	$s_q = 1,00$	$s_\gamma = 1,00$
Fattori inclinazione	$i_c = 0,48$	$i_q = 0,52$	$i_\gamma = 0,29$
Fattori profondità	$d_c = 1,10$	$d_q = 1,08$	$d_\gamma = 1,00$
Fattori inclinazione piano posa	$b_c = 1,00$	$b_q = 1,00$	$b_\gamma = 1,00$
Fattori inclinazione pendio	$g_c = 1,00$	$g_q = 1,00$	$g_\gamma = 1,00$

I coefficienti N' tengono conto dei fattori di forma, profondità, inclinazione carico, inclinazione piano di posa, inclinazione pendio. $N'_c = 13.07$ $N'_q = 7.71$ $N'_\gamma = 4.41$

COEFFICIENTI DI SICUREZZA

Coefficiente di sicurezza a scorrimento	1.16
Coefficiente di sicurezza a carico ultimo	2.87

Le verifiche a capacità portante e a scorrimento sono soddisfatte.

10.2.3 Verifica a ribaltamento

COMBINAZIONE n° 20

Valore della spinta statica	248,6688	[kN]
Componente orizzontale della spinta statica	236,6159	[kN]
Componente verticale della spinta statica	76,4792	[kN]
Punto d'applicazione della spinta	X = 3,55 [m] Y = -4,42 [m]	
Inclinaz. della spinta rispetto alla normale alla superficie	17,91	[°]
Inclinazione linea di rottura in condizioni statiche	54,55	[°]
Incremento sismico della spinta	20,8528	[kN]
Punto d'applicazione dell'incremento sismico di spinta	X = 3,55 [m] Y = -3,60 [m]	
Inclinazione linea di rottura in condizioni sismiche	51,55	[°]
Peso terrapieno gravante sulla fondazione a monte	369,2000	[kN]
Baricentro terrapieno gravante sulla fondazione a monte	X = 1,78 [m] Y = -2,60 [m]	
Inerzia del muro	31,0322	[kN]
Inerzia verticale del muro	-15,5161	[kN]
Inerzia del terrapieno fondazione di monte	19,5589	[kN]
Inerzia verticale del terrapieno fondazione di monte	-9,7795	[kN]

Risultanti carichi esterni

Componente dir. X	270,00	[kN]
Componente dir. Y	277,00	[kN]

Risultanti

Risultante dei carichi applicati in dir. orizzontale	577,0492	[kN]
Risultante dei carichi applicati in dir. verticale	1289,5698	[kN]
Momento ribaltante rispetto allo spigolo a valle	2554,6861	[kNm]
Momento stabilizzante rispetto allo spigolo a valle	6155,7347	[kNm]
Sforzo normale sul piano di posa della fondazione	1289,5698	[kN]
Sforzo tangenziale sul piano di posa della fondazione	577,0492	[kN]
Eccentricità rispetto al baricentro della fondazione	1,21	[m]
Lunghezza fondazione reagente	8,00	[m]
Risultante in fondazione	1412,7902	[kN]
Inclinazione della risultante (rispetto alla normale)	24,11	[°]
Momento rispetto al baricentro della fondazione	1557,2307	[kNm]

COEFFICIENTI DI SICUREZZA

Coefficiente di sicurezza a ribaltamento	2.41
--	------

La verifica a ribaltamento è soddisfatta.

10.2.4 Verifica di stabilità globale

COMBINAZIONE n° 22

Le ascisse X sono considerate positive verso monte

Le ordinate Y sono considerate positive verso l'alto

Origine in testa al muro (spigolo contro terra)

W peso della striscia espresso in [kN]

α angolo fra la base della striscia e l'orizzontale espresso in [°] (positivo antiorario)

ϕ angolo d'attrito del terreno lungo la base della striscia

c coesione del terreno lungo la base della striscia espressa in [kPa]

b larghezza della striscia espressa in [m]

u pressione neutra lungo la base della striscia espressa in [kPa]

Metodo di Bishop

Numero di cerchi analizzati 36

Numero di strisce 25

Cerchio critico Coordinate del centro X[m]= -3,08 Y[m]= 3,70

Raggio del cerchio R[m]= 12,75

Ascissa a valle del cerchio Xi[m]= -12,23

Ascissa a monte del cerchio Xs[m]= 9,13

Larghezza della striscia dx[m]= 0,85

Coefficiente di sicurezza C= 2.00

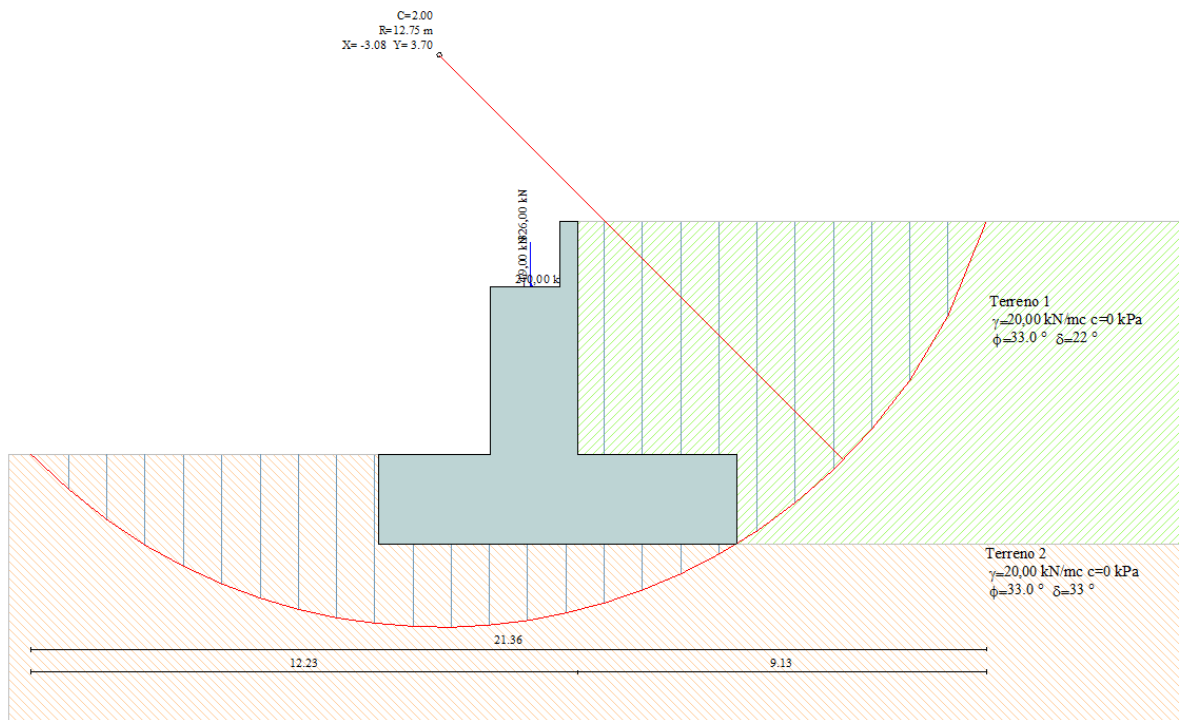
Le strisce sono numerate da monte verso valle

Striscia	W	$\alpha(^{\circ})$	$W\sin\alpha$	$b/\cos\alpha$	ϕ	c	u
1	17,9732	67.89	16,6515	0,0223	27.45	0	0
2	48,1981	59.20	41,4022	0,0164	27.45	0	0
3	69,9014	52.31	55,3164	0,0137	27.45	0	0
4	87,0176	46.39	63,0020	0,0121	27.45	0	0
5	101,0424	41.06	66,3655	0,0111	27.45	0	0
6	112,7340	36.13	66,4755	0,0104	27.45	0	0
7	126,1296	31.50	65,9106	0,0098	27.45	0	0
8	138,4720	27.10	63,0715	0,0094	27.45	0	0
9	145,2859	22.86	56,4313	0,0091	27.45	0	0
10	150,8418	18.75	48,4745	0,0088	27.45	0	0
11	161,4725	14.73	41,0643	0,0087	27.45	0	0
12	430,0326	10.79	80,5310	0,0085	27.45	0	0
13	148,2799	6.91	17,8272	0,0084	27.45	0	0
14	73,2316	3.05	3,8950	0,0084	27.45	0	0
15	73,5194	-0.79	-1,0182	0,0084	27.45	0	0
16	72,0311	-4.64	-5,8265	0,0084	27.45	0	0
17	63,4211	-8.51	-9,3817	0,0085	27.45	0	0
18	60,7216	-12.41	-13,0533	0,0086	27.45	0	0
19	56,9679	-16.38	-16,0658	0,0087	27.45	0	0
20	52,1015	-20.43	-18,1869	0,0089	27.45	0	0
21	46,0398	-24.59	-19,1584	0,0092	27.45	0	0
22	38,6682	-28.89	-18,6843	0,0096	27.45	0	0
23	29,8257	-33.39	-16,4127	0,0100	27.45	0	0
24	19,2823	-38.13	-11,9049	0,0107	27.45	0	0
25	6,6937	-43.20	-4,5823	0,0115	27.45	0	0

Note de des culées Pont sur le Dora - Relazione di calcolo Ponte sulla Dora

$$\begin{aligned}\Sigma W_i &= 2329,8848 \text{ [kN]} \\ \Sigma W_i \sin \alpha_i &= 552,1436 \text{ [kN]} \\ \Sigma W_i \tan \phi_i &= 1210,4359 \text{ [kN]} \\ \Sigma \tan \alpha_i \tan \phi_i &= 3.16\end{aligned}$$

La verifica di stabilità globale è soddisfatta.



10.3 MURI ANDATORI

10.3.1 Analisi delle sollecitazioni

N.T.C. 2008 - Approccio 1

Simbologia adottata

γ_{Gsfav}	Coefficiente parziale sfavorevole sulle azioni permanenti
γ_{Gfav}	Coefficiente parziale favorevole sulle azioni permanenti
γ_{Qsfav}	Coefficiente parziale sfavorevole sulle azioni variabili
γ_{Qfav}	Coefficiente parziale favorevole sulle azioni variabili
$\gamma_{tan\phi}$	Coefficiente parziale di riduzione dell'angolo di attrito drenato
$\gamma_{c'}$	Coefficiente parziale di riduzione della coesione drenata
γ_{cu}	Coefficiente parziale di riduzione della coesione non drenata
γ_{qu}	Coefficiente parziale di riduzione del carico ultimo
γ_{γ}	Coefficiente parziale di riduzione della resistenza a compressione uniassiale delle rocce

Coefficienti di partecipazione combinazioni statiche

Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni:

<i>Carichi</i>	<i>Effetto</i>		<i>A1</i>	<i>A2</i>	<i>EQU</i>	<i>HYD</i>
Permanenti	Favorevole	γ_{Gfav}	1,00	1,00	0,90	0,90
Permanenti	Sfavorevole	γ_{Gsfav}	1,35	1,00	1,10	1,30
Variabili	Favorevole	γ_{Qfav}	0,00	0,00	0,00	0,00
Variabili	Sfavorevole	γ_{Qsfav}	1,35	1,15	1,35	1,50

Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno:

<i>Parametri</i>			<i>M1</i>	<i>M2</i>	<i>M2</i>	<i>M1</i>
Tangente dell'angolo di attrito	$\gamma_{tan\phi}$		1,00	1,25	1,25	1,00
Coesione efficace	$\gamma_{c'}$		1,00	1,25	1,25	1,00
Resistenza non drenata	γ_{cu}		1,00	1,40	1,40	1,00
Resistenza a compressione uniassiale	γ_{qu}		1,00	1,60	1,60	1,00
Peso dell'unità di volume	γ_{γ}		1,00	1,00	1,00	1,00

Coefficienti di partecipazione combinazioni sismiche

Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni:

<i>Carichi</i>	<i>Effetto</i>		<i>A1</i>	<i>A2</i>	<i>EQU</i>	<i>HYD</i>
Permanenti	Favorevole	γ_{Gfav}	1,00	1,00	1,00	0,90
Permanenti	Sfavorevole	γ_{Gsfav}	1,00	1,00	1,00	1,30
Variabili	Favorevole	γ_{Qfav}	0,00	0,00	0,00	0,00
Variabili	Sfavorevole	γ_{Qsfav}	0,00	0,00	0,00	1,50

Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno:

<i>Parametri</i>			<i>M1</i>	<i>M2</i>	<i>M2</i>	<i>M1</i>
Tangente dell'angolo di attrito	$\gamma_{tan\phi}$		1,00	1,25	1,25	1,00
Coesione efficace	$\gamma_{c'}$		1,00	1,25	1,25	1,00
Resistenza non drenata	γ_{cu}		1,00	1,40	1,40	1,00
Resistenza a compressione uniassiale	γ_{qu}		1,00	1,60	1,60	1,00
Peso dell'unità di volume	γ_{γ}		1,00	1,00	1,00	1,00

Note de des culées Pont sur le Dora - Relazione di calcolo Ponte sulla Dora

FONDAZIONE SUPERFICIALE

Coefficienti parziali γ_R per le verifiche agli stati limite ultimi STR e GEO

Verifica	Coefficienti parziali		
	R1	R2	R3
Capacità portante della fondazione	1,00	1,00	1,40
Scorrimento	1,00	1,00	1,10
Resistenza del terreno a valle	1,00	1,00	1,40
Stabilità globale		1,10	

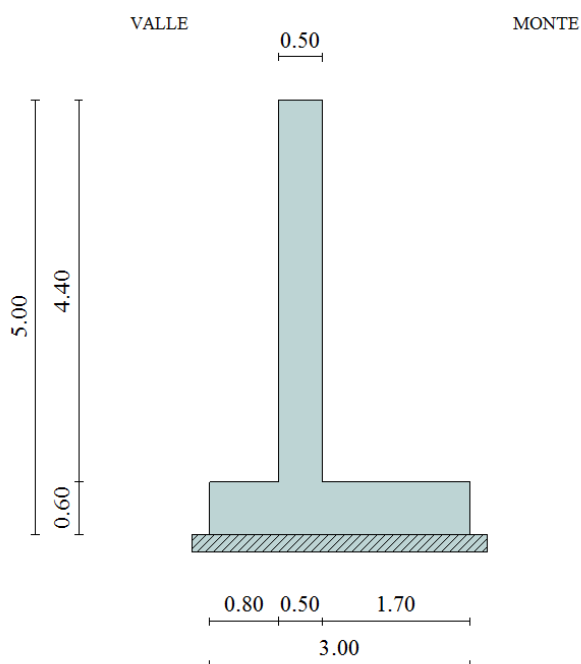
Geometria muro e fondazione

Descrizione **Muro a mensola in c.a.**

Altezza del paramento	4,40 [m]
Spessore in sommità	0,50 [m]
Spessore all'attacco con la fondazione	0,50 [m]
Inclinazione paramento esterno	0,00 [°]
Inclinazione paramento interno	0,00 [°]
Lunghezza del muro	1,00 [m]

Fondazione

Lunghezza mensola fondazione di valle	0,80 [m]
Lunghezza mensola fondazione di monte	1,70 [m]
Lunghezza totale fondazione	3,00 [m]
Inclinazione piano di posa della fondazione	0,00 [°]
Spessore fondazione	0,60 [m]
Spessore magrone	0,20 [m]



Geometria profilo terreno a monte del muro

Simbologia adottata e sistema di riferimento

(Sistema di riferimento con origine in testa al muro,
 ascissa X positiva verso monte, ordinata Y positiva verso l'alto)

N numero ordine del punto

X ascissa del punto espressa in [m]

Y ordinata del punto espressa in [m]

A inclinazione del tratto espressa in [°]

N	X	Y	A
1	25,00	0,00	0,00

Terreno a valle del muro

Inclinazione terreno a valle del muro rispetto all'orizzontale 0,00 [°]

Altezza del rinterro rispetto all'attacco fondaz.valle-paramento 0,00 [m]

Descrizione terreni

Simbologia adottata

Nr. Indice del terreno

Descrizione Descrizione terreno

γ Peso di volume del terreno espresso in [kN/mc]

γ_s Peso di volume saturo del terreno espresso in [kN/mc]

ϕ Angolo d'attrito interno espresso in [°]

δ Angolo d'attrito terra-muro espresso in [°]

c Coesione espressa in [kPa]

c_a Adesione terra-muro espressa in [kPa]

Descrizione	γ	γ_s	ϕ	δ	c	c_a
Terreno 1	20,00	20,00	33,00	22,00	0,0	0,0
Terreno 2	20,00	20,00	33,00	33,00	0,0	0,0

Stratigrafia

Simbologia adottata

N Indice dello strato

H Spessore dello strato espresso in [m]

a Inclinazione espressa in [°]

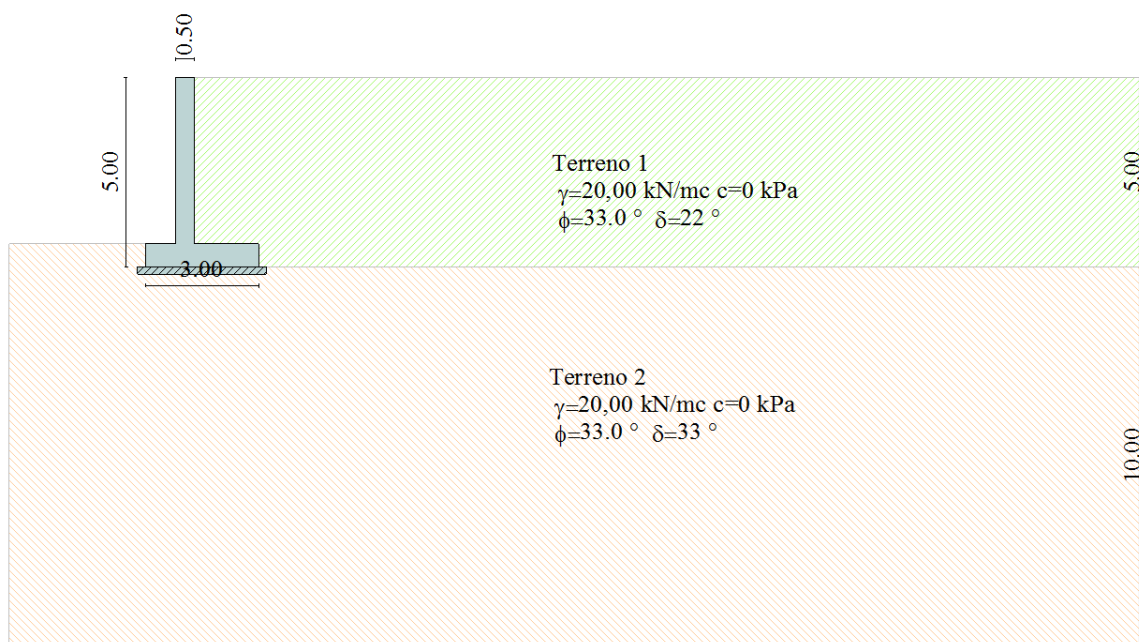
K_w Costante di Winkler orizzontale espressa in Kg/cm²/cm

K_s Coefficiente di spinta

Terreno Terreno dello strato

Nr.	H	a	K_w	K_s	Terreno
1	5,00	0,00	0,00	0,00	Terreno 1
2	10,00	0,00	3,37	0,00	Terreno 2

Note de des culées Pont sur le Dora - Relazione di calcolo Ponte sulla Dora



Condizioni di carico

Simbologia e convenzioni di segno adottate

Carichi verticali positivi verso il basso.

Carichi orizzontali positivi verso sinistra.

Momento positivo senso antiorario.

X Ascissa del punto di applicazione del carico concentrato espressa in [m]

F_x Componente orizzontale del carico concentrato espressa in [kN]

F_y Componente verticale del carico concentrato espressa in [kN]

M Momento espresso in [kNm]

X_i Ascissa del punto iniziale del carico ripartito espressa in [m]

X_f Ascissa del punto finale del carico ripartito espressa in [m]

Q_i Intensità del carico per $x=X_i$ espressa in [kN/m]

Q_f Intensità del carico per $x=X_f$ espressa in [kN/m]

D/C Tipo carico : D=distribuito C=concentrato

Condizione n° 1 (V traffico a monte)

D Profilo $X_i=0,00$ $X_f=25,00$ $Q_i=25,0000$ $Q_f=25,0000$

Note de des culées Pont sur le Dora - Relazione di calcolo Ponte sulla Dora

Descrizione combinazioni di carico

Simbologia adottata

F/S Effetto dell'azione (FAV: Favorevole, SFAV: Sfavorevole)

γ Coefficiente di partecipazione della condizione

Ψ Coefficiente di combinazione della condizione

Combinazione n° 1 - Caso A1-M1 (STR)

	S/F	γ	Ψ	$\gamma * \Psi$
Peso proprio muro	FAV	1,00	1,00	1,00
Peso proprio terrapieno	FAV	1,00	1,00	1,00
Spinta terreno	SFAV	1,35	1,00	1,35
V traffico a monte	SFAV	1.35	1.00	1.35

Combinazione n° 2 - Caso A2-M2 (GEO)

	S/F	γ	Ψ	$\gamma * \Psi$
Peso proprio muro	SFAV	1,00	1,00	1,00
Peso proprio terrapieno	SFAV	1,00	1,00	1,00
Spinta terreno	SFAV	1,00	1,00	1,00
V traffico a monte	SFAV	1.15	1.00	1.15

Combinazione n° 3 - Caso EQU (SLU)

	S/F	γ	Ψ	$\gamma * \Psi$
Peso proprio muro	FAV	0,90	1,00	0,90
Peso proprio terrapieno	FAV	0,90	1,00	0,90
Spinta terreno	SFAV	1,10	1,00	1,10
V traffico a monte	SFAV	1.35	1.00	1.35

Combinazione n° 4 - Caso A2-M2 (GEO-STAB)

	S/F	γ	Ψ	$\gamma * \Psi$
Peso proprio muro	SFAV	1,00	1,00	1,00
Peso proprio terrapieno	SFAV	1,00	1,00	1,00
Spinta terreno	SFAV	1,00	1,00	1,00
V traffico a monte	SFAV	1.15	1.00	1.15

Combinazione n° 5 - Caso A1-M1 (STR) - Sisma Vert. negativo

	S/F	γ	Ψ	$\gamma * \Psi$
Peso proprio muro	SFAV	1,00	1,00	1,00
Peso proprio terrapieno	SFAV	1,00	1,00	1,00
Spinta terreno	SFAV	1,00	1,00	1,00

Combinazione n° 6 - Caso A1-M1 (STR) - Sisma Vert. positivo

	S/F	γ	Ψ	$\gamma * \Psi$
Peso proprio muro	SFAV	1,00	1,00	1,00
Peso proprio terrapieno	SFAV	1,00	1,00	1,00
Spinta terreno	SFAV	1,00	1,00	1,00

Combinazione n° 7 - Caso A2-M2 (GEO) - Sisma Vert. positivo

	S/F	γ	Ψ	$\gamma * \Psi$
Peso proprio muro	SFAV	1,00	1,00	1,00
Peso proprio terrapieno	SFAV	1,00	1,00	1,00
Spinta terreno	SFAV	1,00	1,00	1,00

Combinazione n° 8 - Caso A2-M2 (GEO) - Sisma Vert. negativo

	S/F	γ	Ψ	$\gamma * \Psi$
Peso proprio muro	SFAV	1,00	1,00	1,00
Peso proprio terrapieno	SFAV	1,00	1,00	1,00
Spinta terreno	SFAV	1,00	1,00	1,00

Note de des culées Pont sur le Dora - Relazione di calcolo Ponte sulla Dora

Combinazione n° 9 - Caso EQU (SLU) - Sisma Vert. negativo

	S/F	γ	Ψ	$\gamma * \Psi$
Peso proprio muro	FAV	1,00	1.00	1,00
Peso proprio terrapieno	FAV	1,00	1.00	1,00
Spinta terreno	SFAV	1,00	1.00	1,00

Combinazione n° 10 - Caso EQU (SLU) - Sisma Vert. positivo

	S/F	γ	Ψ	$\gamma * \Psi$
Peso proprio muro	FAV	1,00	1.00	1,00
Peso proprio terrapieno	FAV	1,00	1.00	1,00
Spinta terreno	SFAV	1,00	1.00	1,00

Combinazione n° 11 - Caso A2-M2 (GEO-STAB) - Sisma Vert. positivo

	S/F	γ	Ψ	$\gamma * \Psi$
Peso proprio muro	SFAV	1,00	1.00	1,00
Peso proprio terrapieno	SFAV	1,00	1.00	1,00
Spinta terreno	SFAV	1,00	1.00	1,00

Combinazione n° 12 - Caso A2-M2 (GEO-STAB) - Sisma Vert. negativo

	S/F	γ	Ψ	$\gamma * \Psi$
Peso proprio muro	SFAV	1,00	1.00	1,00
Peso proprio terrapieno	SFAV	1,00	1.00	1,00
Spinta terreno	SFAV	1,00	1.00	1,00

Combinazione n° 13 - Quasi Permanente (SLE)

	S/F	γ	Ψ	$\gamma * \Psi$
Peso proprio muro	--	1,00	1.00	1,00
Peso proprio terrapieno	--	1,00	1.00	1,00
Spinta terreno	--	1,00	1.00	1,00

Combinazione n° 14 - Frequente (SLE)

	S/F	γ	Ψ	$\gamma * \Psi$
Peso proprio muro	--	1,00	1.00	1,00
Peso proprio terrapieno	--	1,00	1.00	1,00
Spinta terreno	--	1,00	1.00	1,00
V traffico a monte	SFAV	1,00	0.75	0.75

Combinazione n° 15 - Rara (SLE)

	S/F	γ	Ψ	$\gamma * \Psi$
Peso proprio muro	--	1,00	1.00	1,00
Peso proprio terrapieno	--	1,00	1.00	1,00
Spinta terreno	--	1,00	1.00	1,00
V traffico a monte	SFAV	1,00	1.00	1,00

Quadro riassuntivo coeff. di sicurezza calcolati

Simbologia adottata

<i>C</i>	Identificativo della combinazione
<i>Tipo</i>	Tipo combinazione
<i>Sisma</i>	Combinazione sismica
<i>CS_{SCO}</i>	Coeff. di sicurezza allo scorrimento
<i>CS_{RIB}</i>	Coeff. di sicurezza al ribaltamento
<i>CS_{QLIM}</i>	Coeff. di sicurezza a carico limite
<i>CS_{STAB}</i>	Coeff. di sicurezza a stabilità globale

C	Tipo	Sisma	CS_{sco}	CS_{rib}	CS_{qlim}	CS_{stab}
1	A1-M1 - [1]	--	1,86	--	4,49	--
2	A2-M2 - [1]	--	1,42	--	2,01	--
3	EQU - [1]	--	--	2,39	--	--
4	STAB - [1]	--	--	--	--	1,27
5	A1-M1 - [2]	Orizzontale + Verticale negativo	2,17	--	7,08	--
6	A1-M1 - [2]	Orizzontale + Verticale positivo	2,20	--	6,83	--
7	A2-M2 - [2]	Orizzontale + Verticale positivo	1,44	--	2,46	--
8	A2-M2 - [2]	Orizzontale + Verticale negativo	1,43	--	2,54	--
9	EQU - [2]	Orizzontale + Verticale negativo	--	2,86	--	--
10	EQU - [2]	Orizzontale + Verticale positivo	--	3,03	--	--
11	STAB - [2]	Orizzontale + Verticale positivo	--	--	--	1,32
12	STAB - [2]	Orizzontale + Verticale negativo	--	--	--	1,32
13	SLEQ - [1]	--	2,89	--	9,02	--
14	SLEF - [1]	--	2,42	--	6,91	--
15	SLER - [1]	--	2,31	--	6,31	--

Analisi della spinta e verifiche

Sistema di riferimento adottato per le coordinate :

Origine in testa al muro (spigolo di monte)

Ascisse X (espresse in [m]) positive verso monte

Ordinate Y (espresse in [m]) positive verso l'alto

Le forze orizzontali sono considerate positive se agenti da monte verso valle

Le forze verticali sono considerate positive se agenti dall'alto verso il basso

Calcolo riferito ad 1 metro di muro

Tipo di analisi

Calcolo della spinta	metodo di Culmann
Calcolo del carico limite	metodo di Vesic
Calcolo della stabilità globale	metodo di Bishop
Calcolo della spinta in condizioni di	Spinta attiva

Sisma

Combinazioni SLU

Accelerazione al suolo a_g	1.20 [m/s ²]
Coefficiente di amplificazione per tipo di sottosuolo (S)	1.50
Coefficiente di amplificazione topografica (St)	1.20
Coefficiente riduzione (β_m)	0.24
Rapporto intensità sismica verticale/orizzontale	0.50
Coefficiente di intensità sismica orizzontale (percento)	$k_h=(a_g/g*\beta_m*St*S) = 5.30$
Coefficiente di intensità sismica verticale (percento)	$k_v=0.50 * k_h = 2.65$

Combinazioni SLE

Accelerazione al suolo a_g	0.00 [m/s ²]
Coefficiente di amplificazione per tipo di sottosuolo (S)	1.50
Coefficiente di amplificazione topografica (St)	1.20
Coefficiente riduzione (β_m)	0.18
Rapporto intensità sismica verticale/orizzontale	0.50
Coefficiente di intensità sismica orizzontale (percento)	$k_h=(a_g/g*\beta_m*St*S) = 0.00$
Coefficiente di intensità sismica verticale (percento)	$k_v=0.50 * k_h = 0.00$
Forma diagramma incremento sismico	Stessa forma diagramma statico
Partecipazione spinta passiva (percento)	0,0
Lunghezza del muro	1,00 [m]
Peso muro	98,0681 [kN]
Baricentro del muro	X=-0,05 Y=-3,33

Superficie di spinta

Punto inferiore superficie di spinta	X = 1,70	Y = -5,00
Punto superiore superficie di spinta	X = 1,70	Y = 0,00
Altezza della superficie di spinta	5,00 [m]	
Inclinazione superficie di spinta(rispetto alla verticale)	0,00 [°]	

10.3.2 Verifica a capacità portante e a scorrimento

COMBINAZIONE n° 2

Valore della spinta statica	129,2780	[kN]
Componente orizzontale della spinta statica	123,0120	[kN]
Componente verticale della spinta statica	39,7601	[kN]
Punto d'applicazione della spinta	X = 1,70 [m] Y = -3,03 [m]	
Inclinaz. della spinta rispetto alla normale alla superficie	17,91	[°]
Inclinazione linea di rottura in condizioni statiche	54,55	[°]
Peso terrapieno gravante sulla fondazione a monte	198,4750	[kN]
Baricentro terrapieno gravante sulla fondazione a monte	X = 0,85 [m] Y = -2,20 [m]	

Risultanti

Risultante dei carichi applicati in dir. orizzontale	123,0120	[kN]
Risultante dei carichi applicati in dir. verticale	336,3031	[kN]
Sforzo normale sul piano di posa della fondazione	336,3031	[kN]
Sforzo tangenziale sul piano di posa della fondazione	123,0120	[kN]
Eccentricità rispetto al baricentro della fondazione	0,23	[m]
Lunghezza fondazione reagente	3,00	[m]
Risultante in fondazione	358,0946	[kN]
Inclinazione della risultante (rispetto alla normale)	20,09	[°]
Momento rispetto al baricentro della fondazione	78,1603	[kNm]
Carico ultimo della fondazione	674,8103	[kN]

Tensioni sul terreno

Lunghezza fondazione reagente	3,00	[m]
Tensione terreno allo spigolo di valle	164,21	[kPa]
Tensione terreno allo spigolo di monte	59,99	[kPa]

Fattori per il calcolo della capacità portante

Coeff. capacità portante	$N_c = 24.76$	$N_q = 13.86$	$N_\gamma = 15.45$
Fattori forma	$s_c = 1,00$	$s_q = 1,00$	$s_\gamma = 1,00$
Fattori inclinazione	$i_c = 0,53$	$i_q = 0,57$	$i_\gamma = 0,36$
Fattori profondità	$d_c = 1,08$	$d_q = 1,06$	$d_\gamma = 1,00$
Fattori inclinazione piano posa	$b_c = 1,00$	$b_q = 1,00$	$b_\gamma = 1,00$
Fattori inclinazione pendio	$g_c = 1,00$	$g_q = 1,00$	$g_\gamma = 1,00$

I coefficienti N' tengono conto dei fattori di forma, profondità, inclinazione carico, inclinazione piano di posa, inclinazione pendio.

$$N'_c = 14.23 \qquad N'_q = 8.32 \qquad N'_\gamma = 5.54$$

COEFFICIENTI DI SICUREZZA

Coefficiente di sicurezza a scorrimento	1.42
Coefficiente di sicurezza a carico ultimo	2.01

Le verifiche a capacità portante e a scorrimento sono soddisfatte.

10.3.3 Verifica a ribaltamento

COMBINAZIONE n° 3

Valore della spinta statica	145,6956	[kN]
Componente orizzontale della spinta statica	138,6338	[kN]
Componente verticale della spinta statica	44,8094	[kN]
Punto d'applicazione della spinta	X = 1,70 [m] Y = -3,02 [m]	
Inclinaz. della spinta rispetto alla normale alla superficie	17,91	[°]
Inclinazione linea di rottura in condizioni statiche	54,55	[°]
Peso terrapieno gravante sulla fondazione a monte	192,0150	[kN]
Baricentro terrapieno gravante sulla fondazione a monte	X = 0,85 [m] Y = -2,20 [m]	

Risultanti

Risultante dei carichi applicati in dir. orizzontale	138,6338	[kN]
Risultante dei carichi applicati in dir. verticale	325,0856	[kN]
Momento ribaltante rispetto allo spigolo a valle	275,0910	[kNm]
Momento stabilizzante rispetto allo spigolo a valle	657,8076	[kNm]
Sforzo normale sul piano di posa della fondazione	325,0856	[kN]
Sforzo tangenziale sul piano di posa della fondazione	138,6338	[kN]
Eccentricità rispetto al baricentro della fondazione	0,32	[m]
Lunghezza fondazione reagente	3,00	[m]
Risultante in fondazione	353,4119	[kN]
Inclinazione della risultante (rispetto alla normale)	23,10	[°]
Momento rispetto al baricentro della fondazione	104,9119	[kNm]

COEFFICIENTI DI SICUREZZA

Coefficiente di sicurezza a ribaltamento	2.39
--	------

La verifica a ribaltamento è soddisfatta.

10.3.4 Verifica di stabilità globale

COMBINAZIONE n° 4

Le ascisse X sono considerate positive verso monte

Le ordinate Y sono considerate positive verso l'alto

Origine in testa al muro (spigolo contro terra)

W peso della striscia espresso in [kN]

α angolo fra la base della striscia e l'orizzontale espresso in [°] (positivo antiorario)

ϕ angolo d'attrito del terreno lungo la base della striscia

c coesione del terreno lungo la base della striscia espressa in [kPa]

b larghezza della striscia espressa in [m]

u pressione neutra lungo la base della striscia espressa in [kPa]

Metodo di Bishop

Numero di cerchi analizzati 36

Numero di strisce 25

Cerchio critico	Coordinate del centro	X[m]= -1,64	Y[m]= 1,23
	Raggio del cerchio	R[m]= 7,07	
	Ascissa a valle del cerchio	Xi[m]= -5,93	
	Ascissa a monte del cerchio	Xs[m]= 5,33	
	Larghezza della striscia	dx[m]= 0,45	
	Coefficiente di sicurezza	C= 1.27	

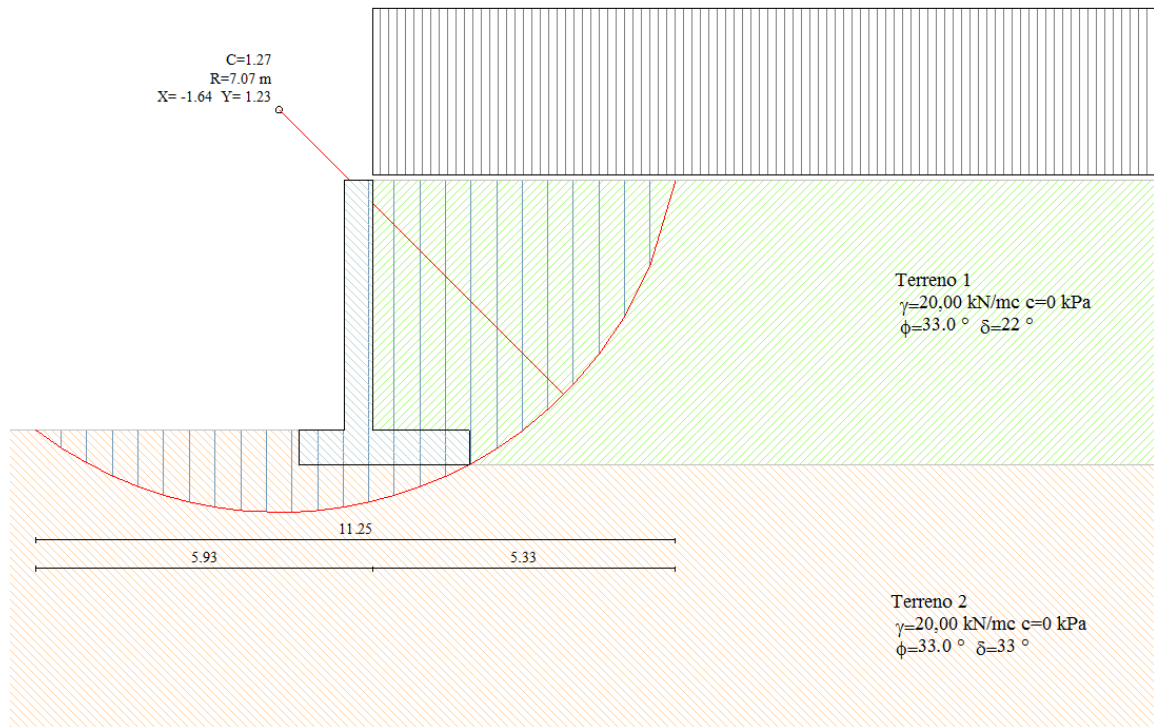
Le strisce sono numerate da monte verso valle

Striscia	W	$\alpha(^{\circ})$	$W\sin\alpha$	$b/\cos\alpha$	ϕ	c	u
1	19,7178	73.34	18,8906	0,0154	27.45	0	0
2	30,5036	63.19	27,2253	0,0098	27.45	0	0
3	37,5067	55.89	31,0532	0,0079	27.45	0	0
4	42,8975	49.80	32,7664	0,0068	27.45	0	0
5	47,2822	44.42	33,0927	0,0062	27.45	0	0
6	50,9388	39.50	32,3993	0,0057	27.45	0	0
7	54,0236	34.91	30,9141	0,0054	27.45	0	0
8	56,6346	30.56	28,7958	0,0051	27.45	0	0
9	59,9842	26.40	26,6739	0,0049	27.45	0	0
10	61,8989	22.39	23,5790	0,0048	27.45	0	0
11	63,4118	18.49	20,1130	0,0047	27.45	0	0
12	63,9667	14.68	16,2116	0,0046	27.45	0	0
13	58,9718	10.94	11,1870	0,0045	27.45	0	0
14	13,6317	7.24	1,7171	0,0045	27.45	0	0
15	13,6786	3.57	0,8513	0,0044	27.45	0	0
16	12,9186	-0.09	-0,0194	0,0044	27.45	0	0
17	12,7831	-3.74	-0,8339	0,0044	27.45	0	0
18	12,3870	-7.41	-1,5975	0,0045	27.45	0	0
19	11,7254	-11.11	-2,2595	0,0045	27.45	0	0
20	10,7897	-14.86	-2,7669	0,0046	27.45	0	0
21	9,5670	-18.67	-3,0632	0,0047	27.45	0	0
22	8,0393	-22.58	-3,0865	0,0048	27.45	0	0
23	6,1819	-26.60	-2,7675	0,0049	27.45	0	0
24	3,9609	-30.76	-2,0258	0,0051	27.45	0	0
25	1,3293	-35.12	-0,7646	0,0054	27.45	0	0

Note de des culées Pont sur le Dora - Relazione di calcolo Ponte sulla Dora

$$\begin{aligned}\Sigma W_i &= 764,7307 \text{ [kN]} \\ \Sigma W_i \sin \alpha_i &= 316,2856 \text{ [kN]} \\ \Sigma W_i \tan \phi_i &= 397,2976 \text{ [kN]} \\ \Sigma \tan \alpha_i \tan \phi_i &= 5.07\end{aligned}$$

La verifica di stabilità globale è soddisfatta.



11. VERIFICHE STRUTTURALI

11.1 Verifica a SLE - limitazione tensioni in esercizio

Si deve verificare che le tensioni nell'acciaio e nel calcestruzzo non eccedano le seguenti quantità:

$$\begin{aligned} \sigma_c &< 0,60 \cdot f_{ck} && \text{[combinazione rara]} \\ \sigma_c &< 0,45 \cdot f_{ck} && \text{[combinazione quasi permanente]} \\ \sigma_s &< 0,8 \cdot f_{yk} && \text{[combinazione rara]} \end{aligned}$$

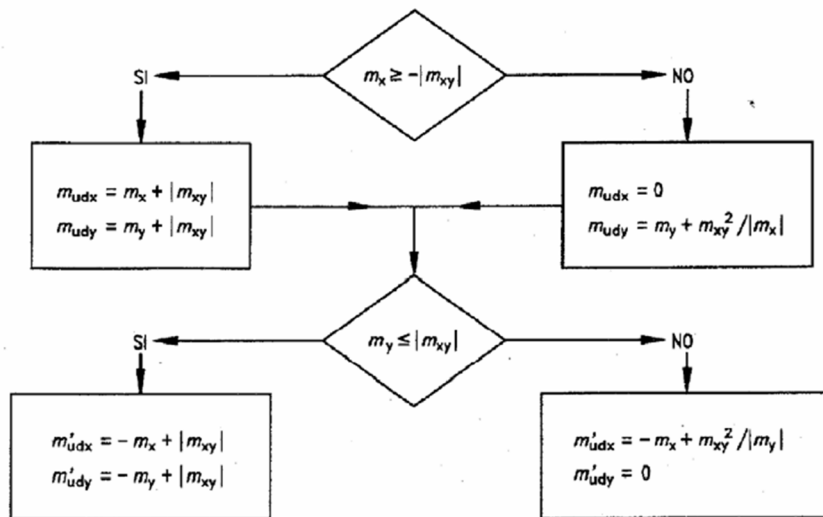
11.2 Verifica a SLE - fessurazione

Si verifica che l'apertura delle fessure (w) sia inferiore ai seguenti valori:

- elementi in c.a. aventi calcestruzzo C25/30 (XC2, condizioni ordinarie)
 - $w \leq 0,40$ mm in combinazione frequente
 - $w \leq 0,30$ mm in combinazione quasi permanente
- elementi in c.a. aventi calcestruzzo C32/40 (XF4, condizioni molto aggressive)
 - $w \leq 0,20$ mm in combinazione frequente e quasi permanente

11.3 Verifiche a SLU - flessione

I momenti di calcolo nelle due direzioni, tra loro ortogonali, si determinano in base alle formule fornite dal flow chart dell'EC2:



Il programma F.E.M. ha implementato al suo interno tale diagramma di flusso ed è in grado di restituire i momenti sollecitanti tenendo conto dei momenti torcenti (momenti di Wood-Armer).

12. STRUTTURE IN C.A.

Di seguito si riportano le verifiche effettuate negli elementi principali costituenti il ponte:

- 1) SPALLE (in c.a.)
- 2) MURI ANDATORI (in c.a.)
- 3) SOLETTA spessore 25 cm (in c.a.)
- 4) SOLETTA spessore 46 cm (in c.a.)
- 5) STR. METALLICHE

12.1 SPALLE

12.1.1 Paramento

INVILUPPO DELLE SOLLECITAZIONI (Paramento)

Si riportano sinteticamente le sollecitazioni agenti nel paramento delle spalle in esame restituite dal modello relativamente agli involuppi di sollecitazione di stato limite ultimo e di esercizio.

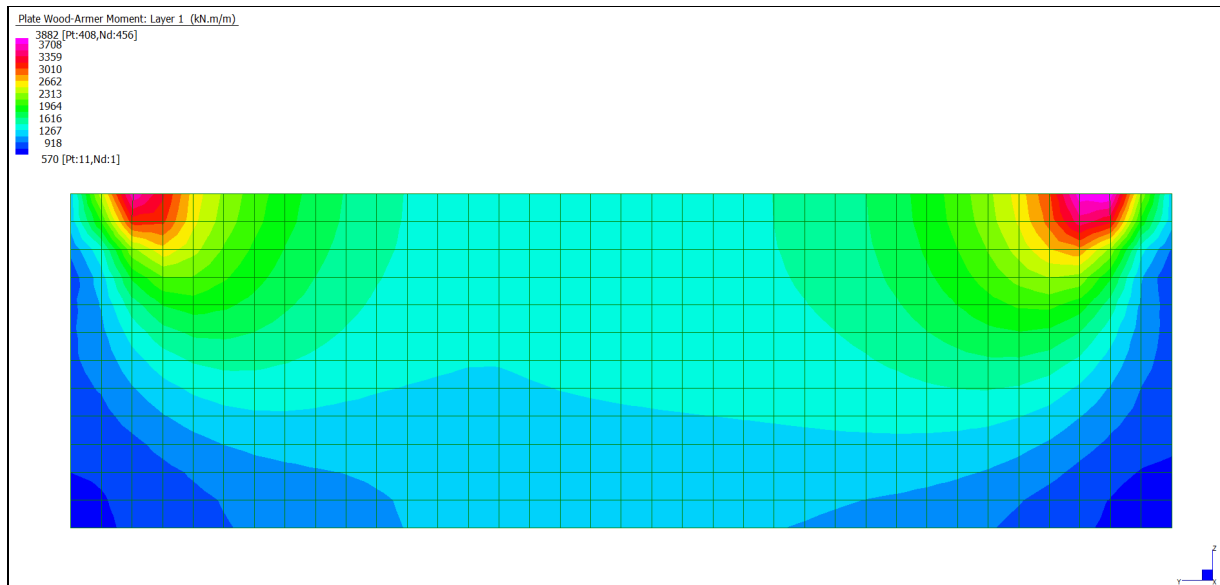
Si precisa che i grafici dei momenti flettenti sono comprensivi del momento torcente.

In riferimento allo SLU sono stati inseriti anche i grafici dello sforzo di taglio.

Per quanto riguarda i grafici relativi alla combinazione SLE RARA, sulla base delle armature previste in fase di calcolo a SLU/SLV, si è verificato il rispetto dei limiti di tensione nel calcestruzzo e nell'acciaio. La verifica è stata condotta calcolando la sollecitazione responsabile del raggiungimento delle tensioni limite e verificando che questa sia sopportabile dalla sezione in funzione delle sue caratteristiche di geometria, materiale e armatura.

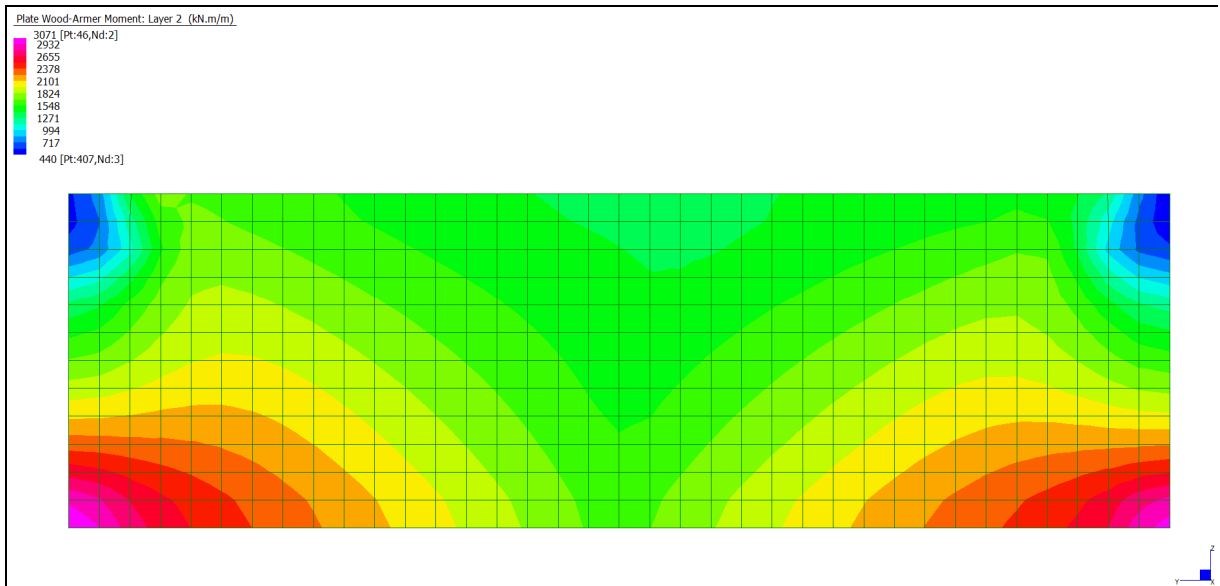
Per le combinazioni frequente e quasi permanente si è proceduto con la medesima impostazione metodologica considerando però il rispetto dei limiti di tensione nel calcestruzzo e di apertura delle fessure.

Grafici di combinazione di SLU (Paramento)

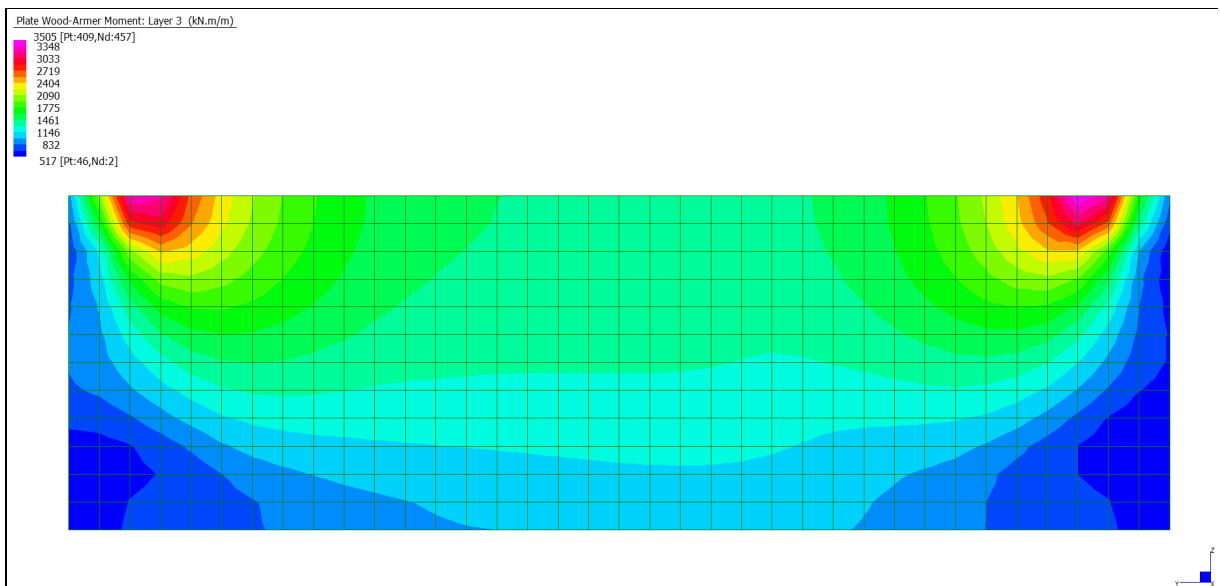


Layer 1 – Momento direzione YY Lato Terra (S.L.U.)

Note de des culées Pont sur le Dora - Relazione di calcolo Ponte sulla Dora

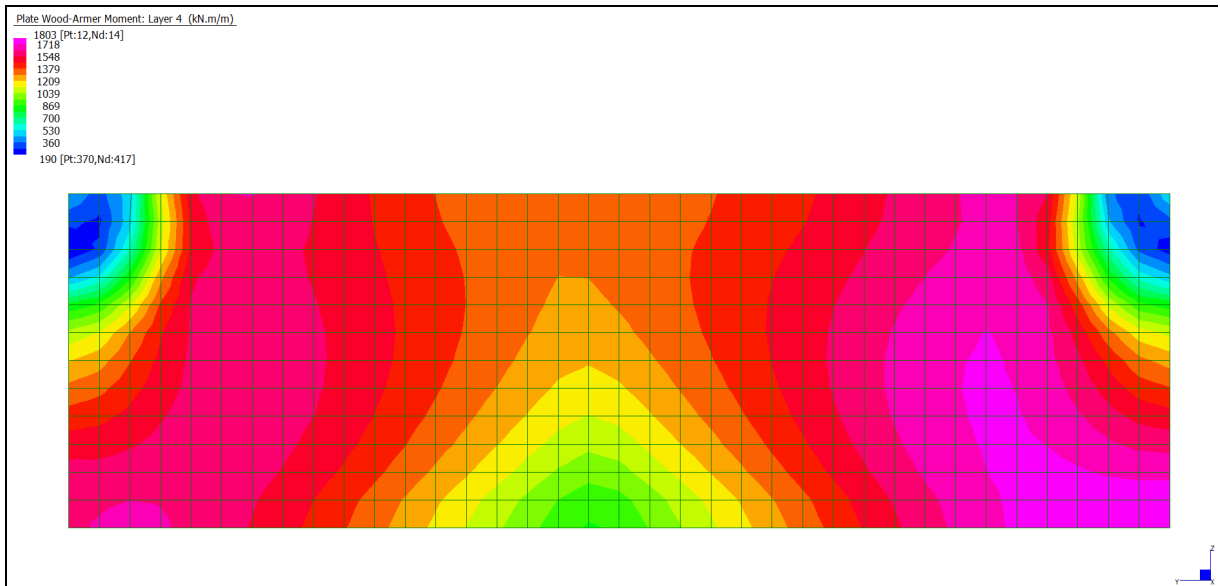


Layer 2 – Momento direzione ZZ Lato Terra (S.L.U.)

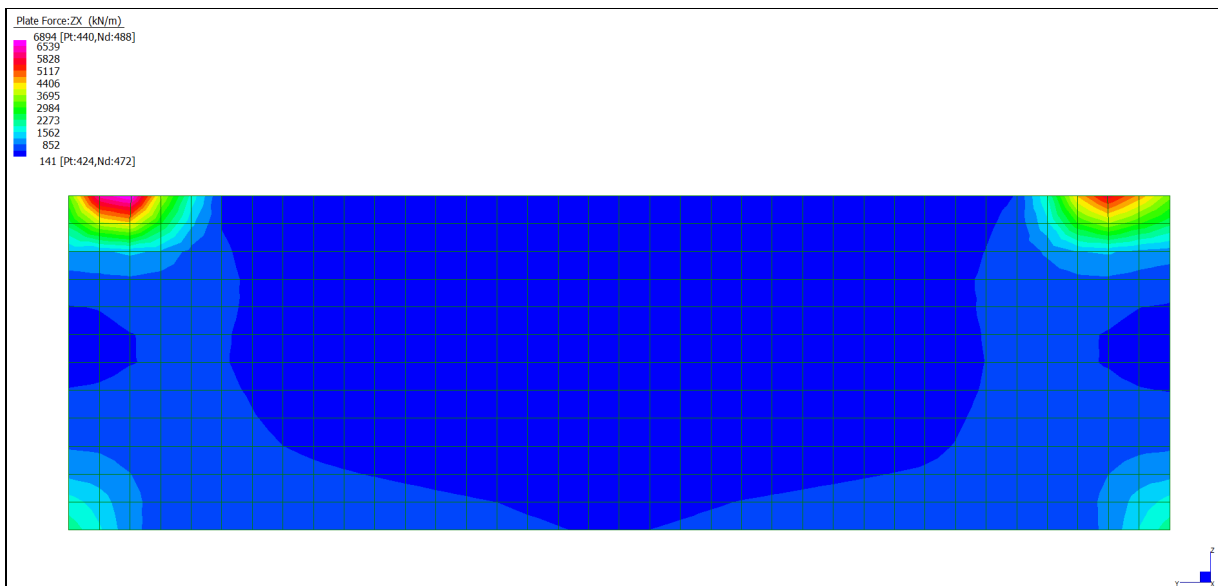


Layer 3 – Momento direzione YY Lato Valle (S.L.U.)

Note de des culées Pont sur le Dora - Relazione di calcolo Ponte sulla Dora

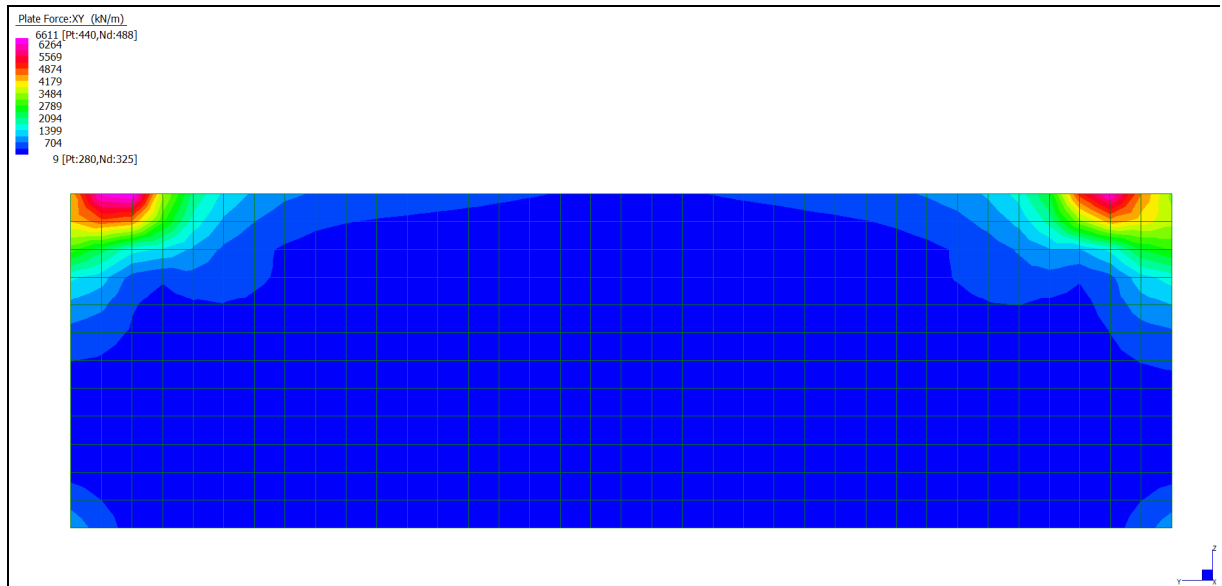


Layer 4 – Momento direzione ZZ Lato Valle (S.L.U.)



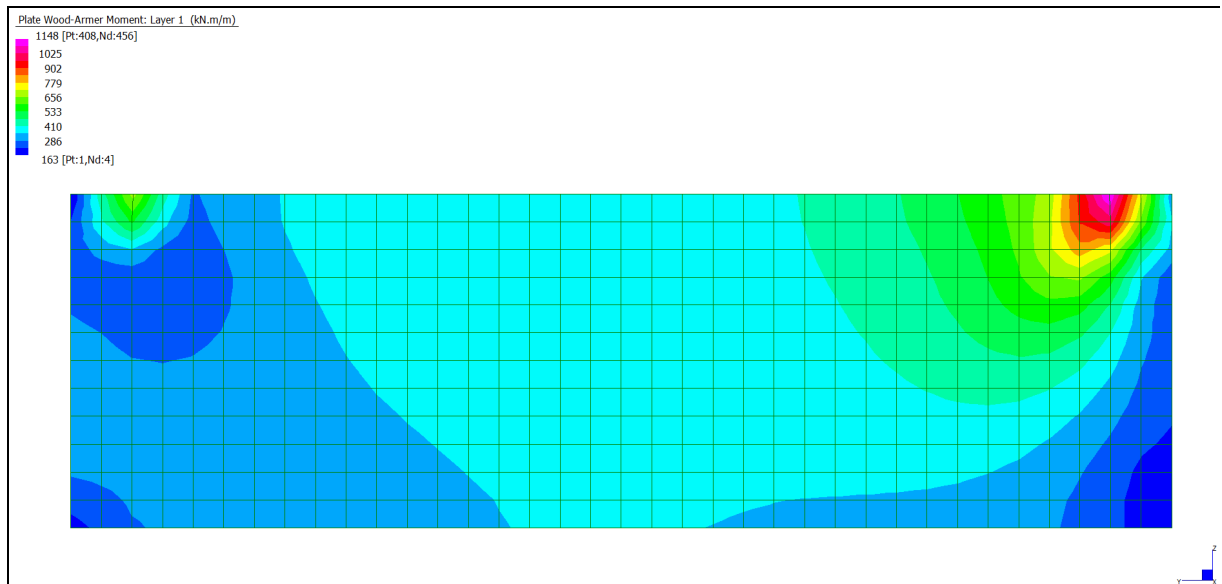
Sforzo di taglio V_{ZX} (S.L.U.)

Note de des culées Pont sur le Dora - Relazione di calcolo Ponte sulla Dora



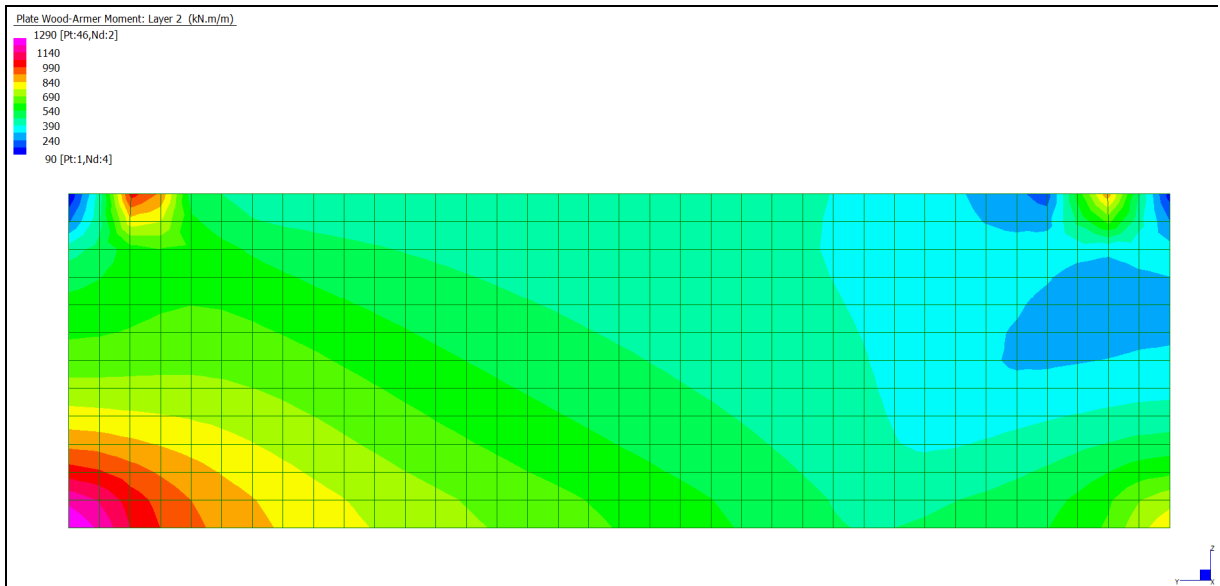
Sforzo di taglio V_{XY} (S.L.U.)

Grafici di combinazione RARA (Paramento)

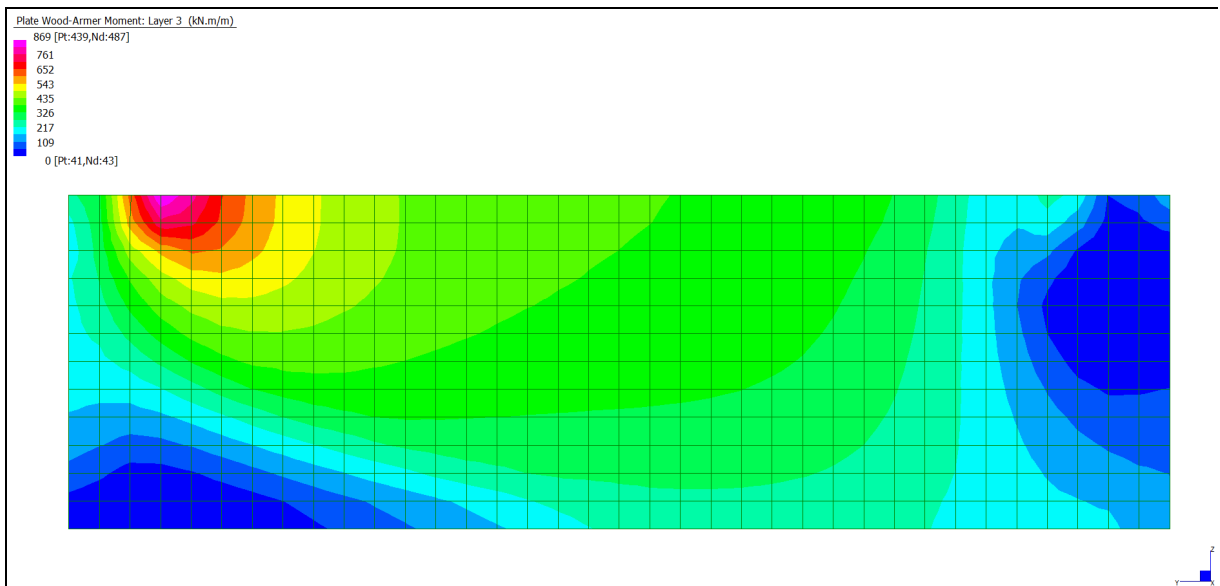


Layer 1 – Momento direzione YY Lato Terra (S.L.E. Rara)

Note de des culées Pont sur le Dora - Relazione di calcolo Ponte sulla Dora

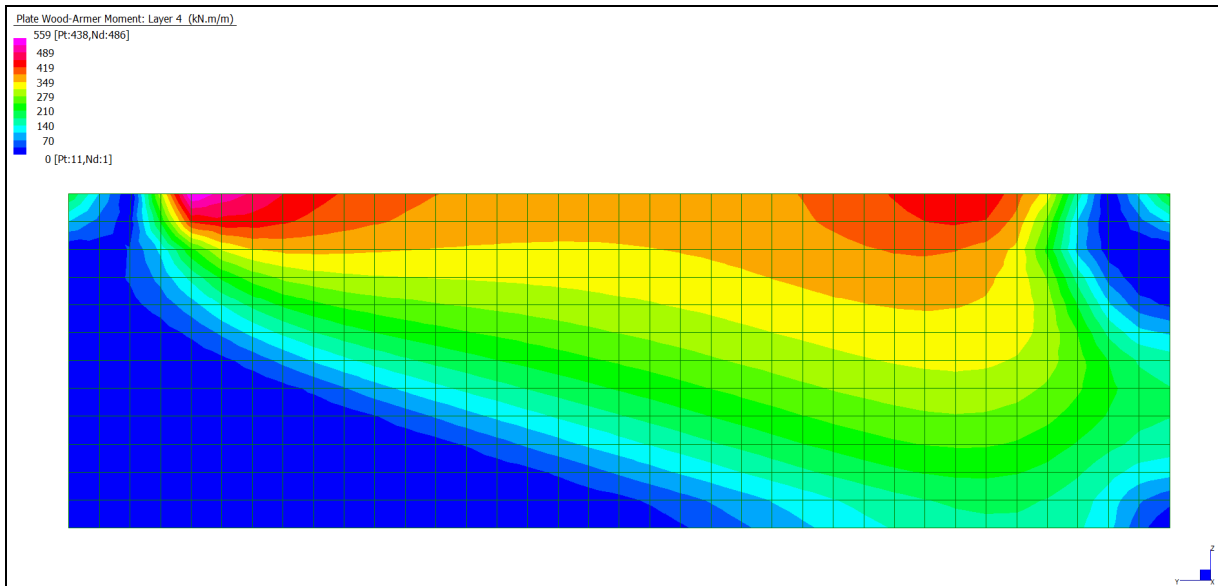


Layer 2 – Momento direzione ZZ Lato Terra (S.L.E. Rara)



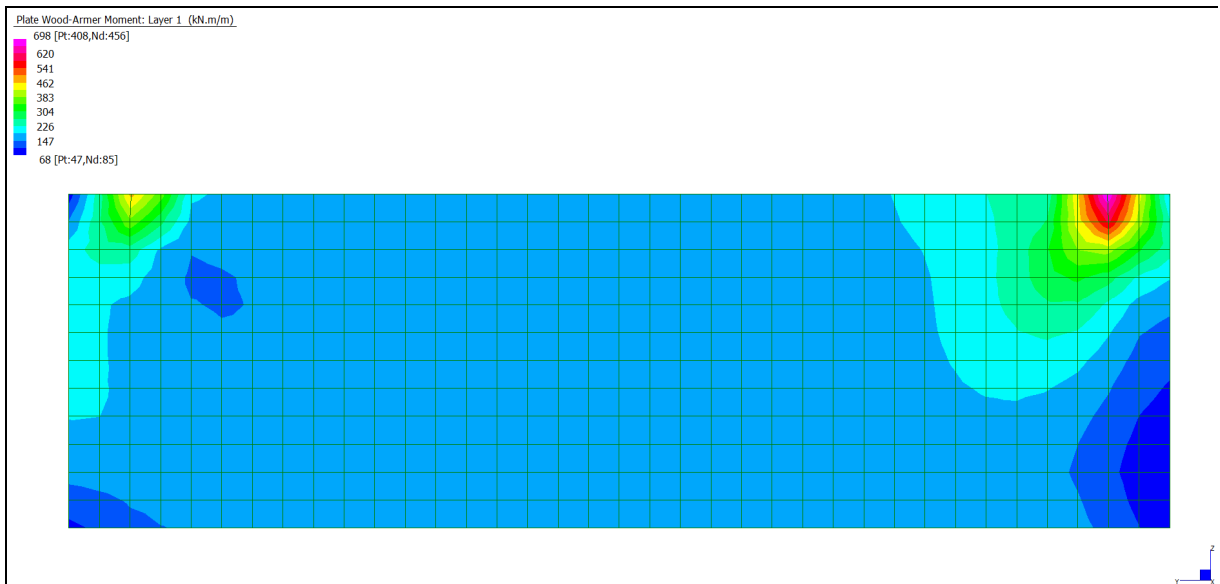
Layer 3 – Momento direzione YY Lato Valle (S.L.E. Rara)

Note de des culées Pont sur le Dora - Relazione di calcolo Ponte sulla Dora



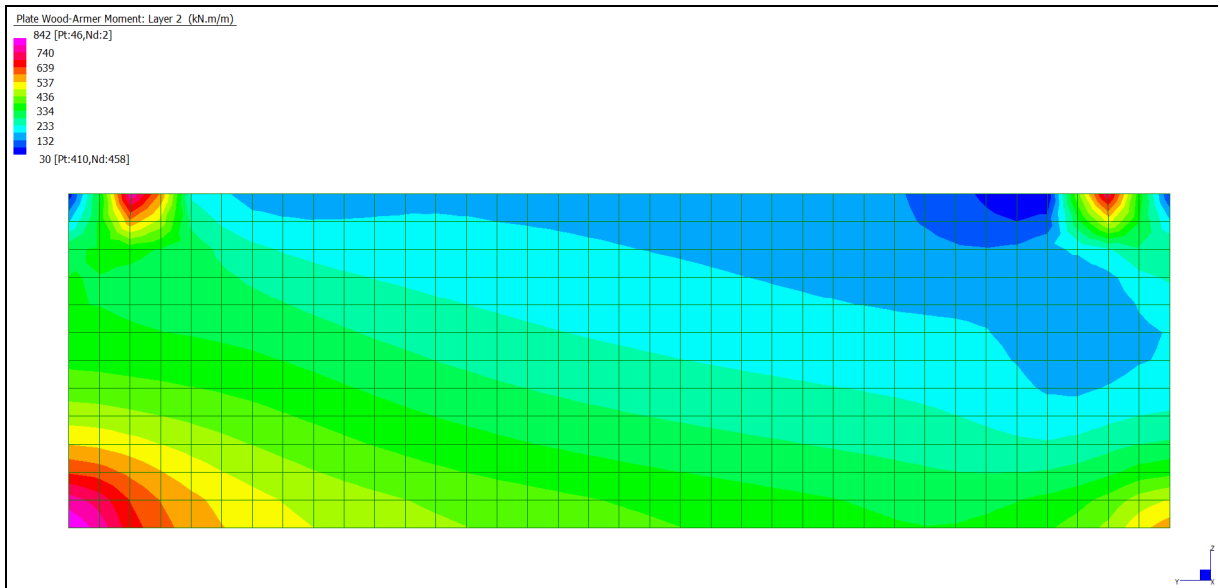
Layer 4 – Momento direzione ZZ Lato Valle (S.L.E. Rara)

Grafici di combinazione FREQUENTE (Paramento)

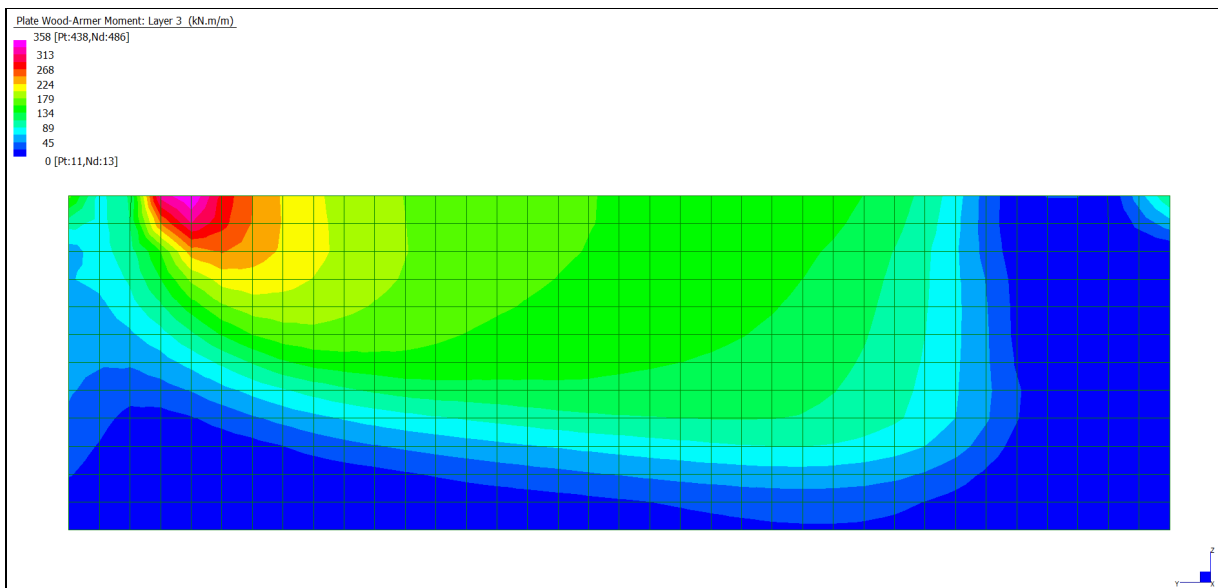


Layer 1 – Momento direzione YY Lato Terra (S.L.E. Frequente)

Note de des culées Pont sur le Dora - Relazione di calcolo Ponte sulla Dora

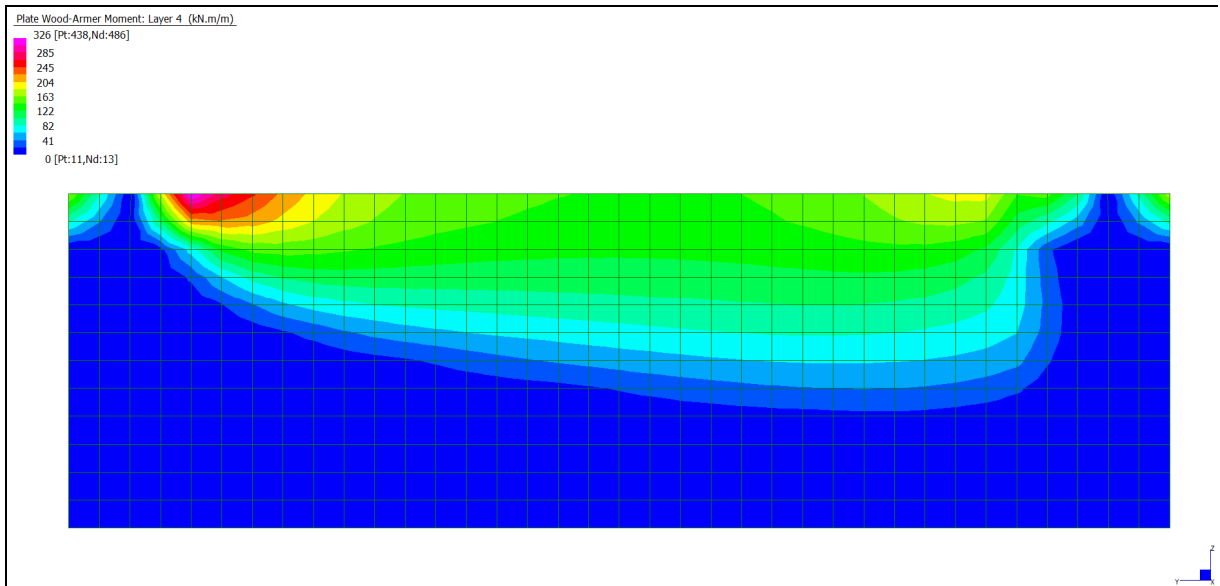


Layer 2 – Momento direzione ZZ Lato Terra (S.L.E. Frequente)



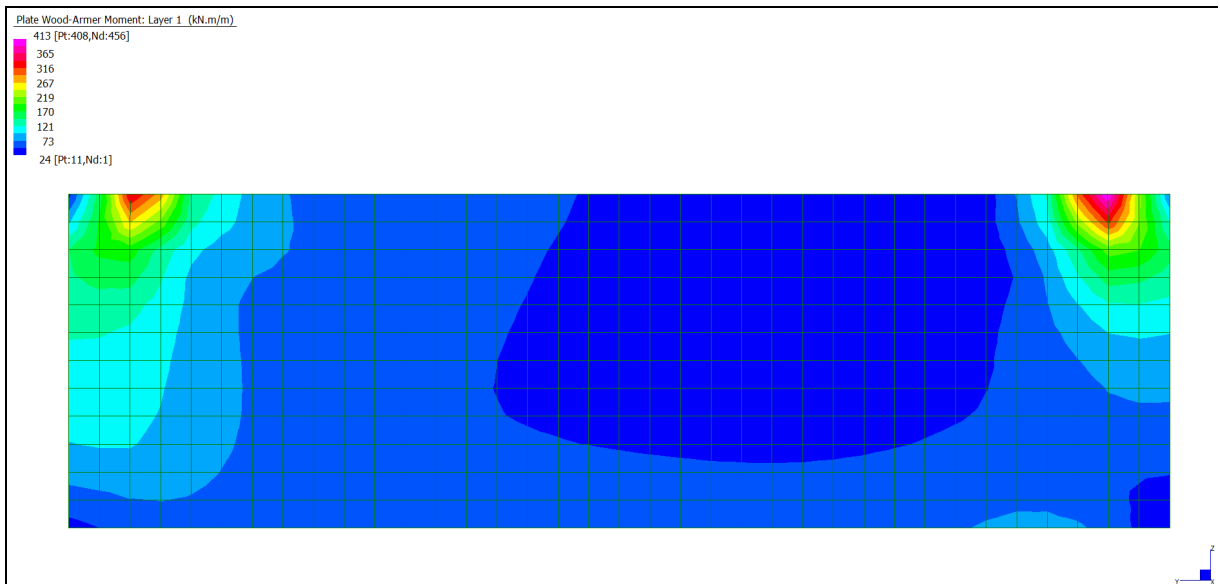
Layer 3 – Momento direzione YY Lato Valle (S.L.E. Frequente)

Note de des culées Pont sur le Dora - Relazione di calcolo Ponte sulla Dora



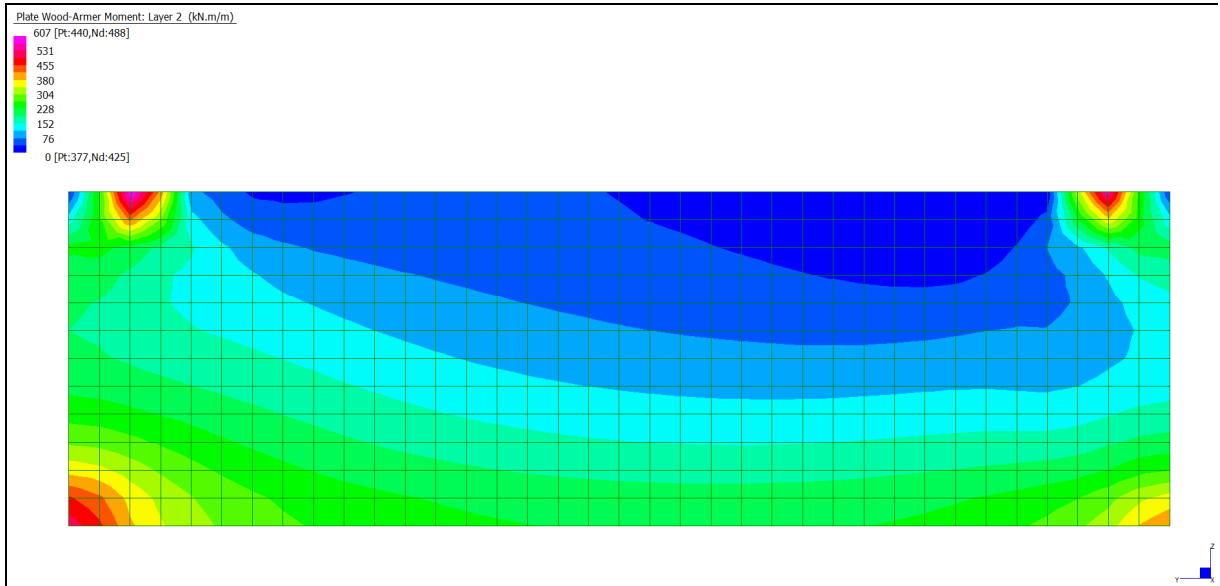
Layer 4 – Momento direzione ZZ Lato Valle (S.L.E. Frequente)

Grafici di combinazione QUASI PERMANENTE (Paramento)

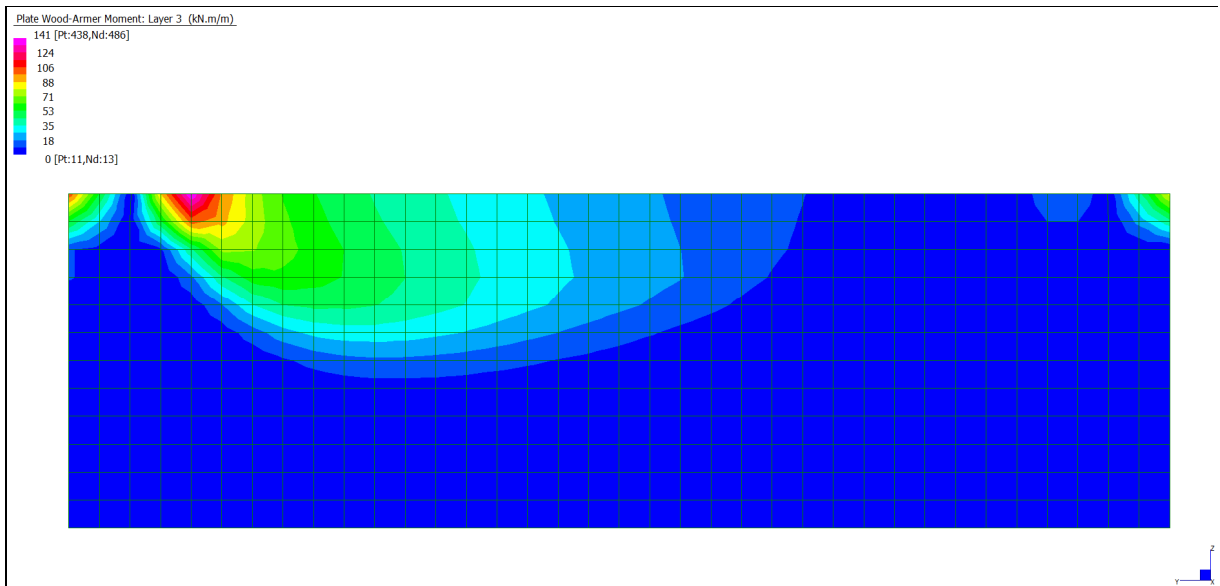


Layer 1 – Momento direzione YY Lato Terra (S.L.E. Quasi permanente)

Note de des culées Pont sur le Dora - Relazione di calcolo Ponte sulla Dora

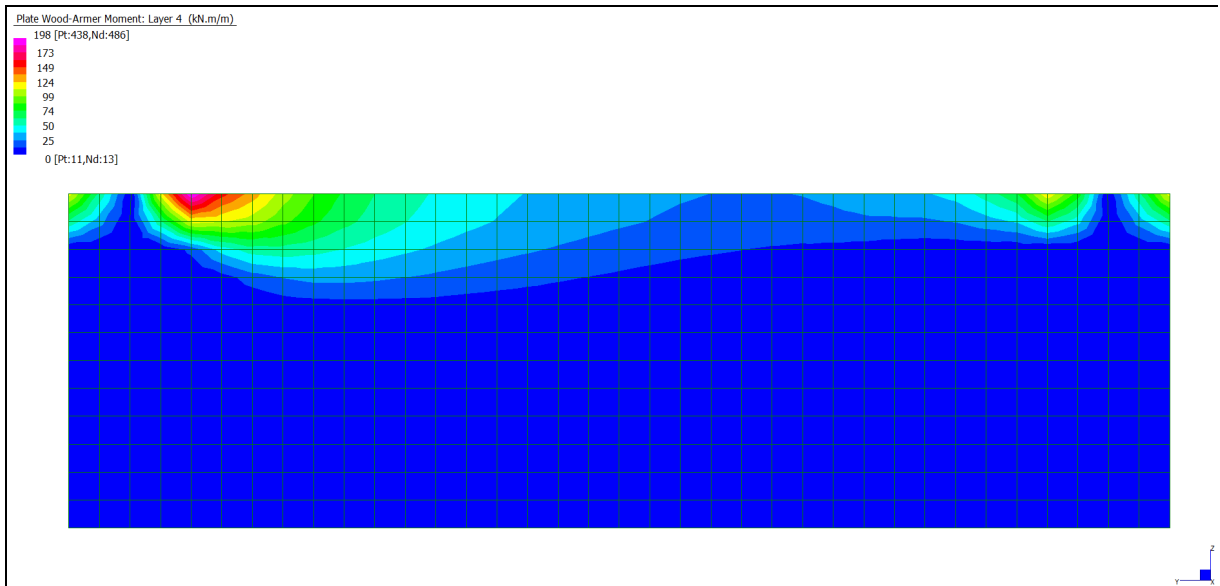


Layer 2 – Momento direzione ZZ Lato Terra (S.L.E. Quasi permanente)

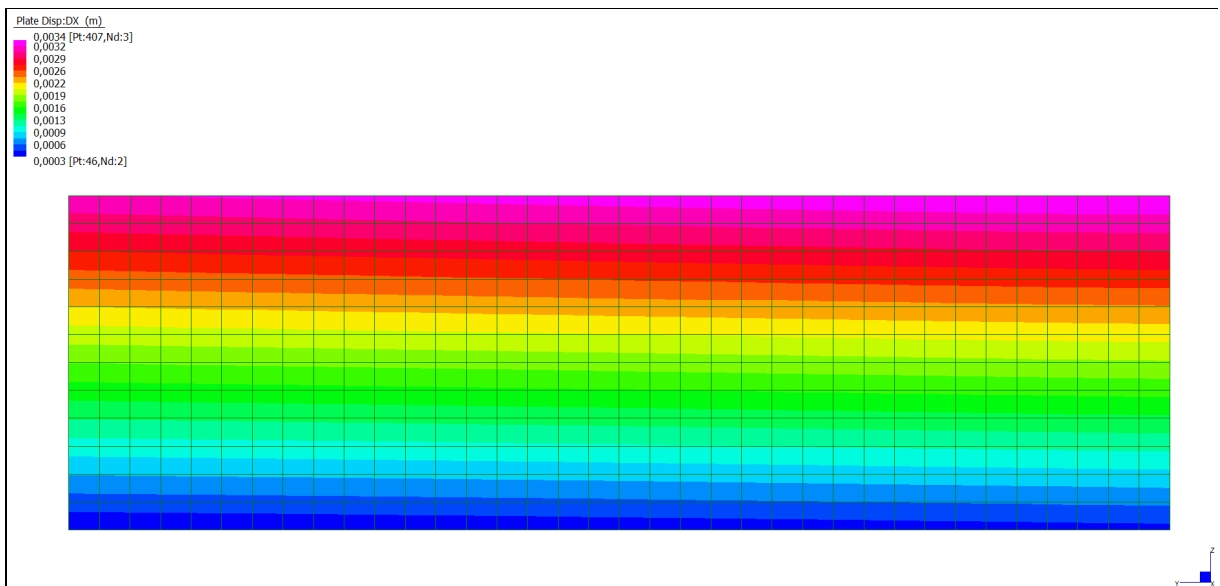


Layer 3 – Momento direzione YY Lato Valle (S.L.E. Quasi permanente)

Note de des culées Pont sur le Dora - Relazione di calcolo Ponte sulla Dora



Layer 4 – Momento direzione ZZ Lato Valle (S.L.E. Quasi permanente)



Spostamento dx_{min} (S.L.E. Quasi permanente)

VERIFICHE A FLESSIONE

Le verifiche riportate nel seguito tengono conto di valori sollecitanti prelevati dal modello, a meno dello spessore degli elementi ed escludendo i valori di picco dovuti alla precisione della mesh.

Nel presente elemento strutturale si dispone un'armatura base pari a $\Phi 20/10$ in direzione verticale e $\Phi 20/10$ in direzione orizzontale. Pertanto i momenti resistenti risultano rispettivamente pari a: $M_{Rd,ZZ} = 2232$ kNm/m in direzione verticale e $M_{Rd,YY} = 2256$ kNm/m in direzione orizzontale.

Nelle verifiche che seguono si sono considerate le sezioni maggiormente sollecitate e in particolare lo strato più esterno è comprensivo sia delle armature base che quelle integrative.

SLU	b	h	d ₁	d ₂	Armatura		m _{Ed}	m _{Rd}	VER
	cm	cm	cm	cm	As ₁	As ₂	kNm/m	kNm/m	
Paramento (dir.Oriz. Lato Terra)-L1	100	195	188	183	φ20/10	φ26/20	3882	4026	SI
Paramento (dir.Vert. Lato Terra)-L2	100	195	186	180	φ20/10	φ20/20	3071	3270	SI
Paramento (dir.Oriz. Lato Valle)-L3	100	195	188	183	φ20/10	φ26/20	3505	4026	SI
Paramento (dir.Vert. Lato Valle)-L4	100	195	186	-	φ20/10	-	1803	2232	SI

Tabella verifiche flessionali (S.L.U.) – Paramento

VERIFICHE A TAGLIO

Sono state effettuate le verifiche al taglio considerando la minore delle armature longitudinali, di seguito si riportano i risultati ottenuti. Si dispone apposita armatura solo quando si eccede la resistenza a taglio V_{Rd} al di fuori della distanza d dal filo appoggio.

SLU	b	h	d	A _c	As _l	ρ _l	k	v _{min}	V _{Ed}	V _{Rd}	VER	A _{sw}	α	ϑ	V _{Ed}	V _{Rsd}	V _{Rcd}	VER
	cm	cm	cm	cm ²		-	-	N/mm ²	kN/m	kN/m			°	°	kN/m	kN/m	kN/m	
V _{xy} (orizz)	100	195	188	19500	φ20/10	0,0031	1,326	0,267	4528	590	-	φ12/10/20	90	26,6	4528	7477	4779	SI
V _{zx} (vert)	100	195	186	19500	φ20/10	0,0025	1,328	0,267	4406	548	-	φ12/10/20	90	26,6	4406	7397	4728	SI

Tabella verifiche a taglio (S.L.U.)_ Paramento

Note de des culées Pont sur le Dora - Relazione di calcolo Ponte sulla Dora

VERIFICHE A SLE

Si deve verificare che le tensioni nell'acciaio e nel calcestruzzo, nonché i limiti di apertura fessure, non eccedano le seguenti quantità:

[combinazione rara] $\sigma_c < 0,60 \cdot f_{ck} = 14,94 \text{ N/mm}^2$; $\sigma_s < 0,8 \cdot f_{yk} = 360 \text{ N/mm}^2$

[combinazione frequente] $w \leq 0,40 \text{ mm}$;

[combinazione quasi permanente] $w \leq 0,30 \text{ mm}$; $\sigma_c < 0,45 \cdot f_{ck} = 11,21 \text{ N/mm}^2$

SLE RARA	b	h	d ₁	d ₂	Armatura		m _{Ed}	σ _c		σ _s	
	cm	cm	cm	cm	As ₁	As ₂	kNm/m	N/mm ²	N/mm ²	N/mm ²	N/mm ²
Paramento (dir.Oriz. Lato Terra)-L1	100	195	188	183	φ20/10	φ26/20	1148	2,78	≤ 14,94	119	≤ 360
Paramento (dir.Vert. Lato Terra)-L2	100	195	186	180	φ20/10	φ20/20	1290	3,43	≤ 14,94	164	≤ 360
Paramento (dir.Oriz. Lato Valle)-L3	100	195	188	183	φ20/10	φ26/20	869	2,10	≤ 14,94	90	≤ 360
Paramento (dir.Vert. Lato Valle)-L4	100	195	186	-	φ20/10	-	559	1,72	≤ 14,94	103	≤ 360

Tabella verifica limitazione tensioni (S.L.E. Rara) – Paramento

SLE FREQUENTE	b	h	d ₁	d ₂	Armatura		m _{Ed}	w _k	
	cm	cm	cm	cm	As ₁	As ₂	kNm/m	mm	mm
Paramento (dir.Oriz. Lato Terra)-L1	100	195	188	183	φ20/10	φ26/20	698	0,04	≤ 0,40
Paramento (dir.Vert. Lato Terra)-L2	100	195	186	180	φ20/10	φ20/20	842	0,08	≤ 0,40
Paramento (dir.Oriz. Lato Valle)-L3	100	195	188	183	φ20/10	φ26/20	358	0,02	≤ 0,40
Paramento (dir.Vert. Lato Valle)-L4	100	195	186	-	φ20/10	-	326	0,05	≤ 0,40

Tabella verifica fessurazione (S.L.E. Frequente) – Paramento

SLE QUASI PERMANENTE	b	h	d ₁	d ₂	Armatura		m _{Ed}	σ _c		w _k	
	cm	cm	cm	cm	As ₁	As ₂	kNm/m	N/mm ²	N/mm ²	mm	mm
Paramento (dir.Oriz. Lato Terra)-L1	100	195	188	183	φ20/10	φ26/20	413	1,00	≤ 11,21	0,03	≤ 0,30
Paramento (dir.Vert. Lato Terra)-L2	100	195	186	180	φ20/10	φ20/20	607	1,61	≤ 11,21	0,06	≤ 0,30
Paramento (dir.Oriz. Lato Valle)-L3	100	195	188	183	φ20/10	φ26/20	141	0,34	≤ 11,21	0,01	≤ 0,30
Paramento (dir.Vert. Lato Valle)-L4	100	195	186	-	φ20/10	-	198	0,61	≤ 11,21	0,03	≤ 0,30

Tabella verifica limitazione tensioni / fessurazione (S.L.E. Quasi Permanente) – Paramento

Gli spostamenti orizzontali in combinazione Quasi permanente sono compatibili con la funzionalità dell'opera.

12.1.2 Paraghiaia

INVILUPPO DELLE SOLLECITAZIONI (Paraghiaia)

Si riportano sinteticamente le sollecitazioni agenti nel paramento delle spalle in esame restituite dal modello relativamente agli involuppi di sollecitazione di stato limite ultimo e di esercizio.

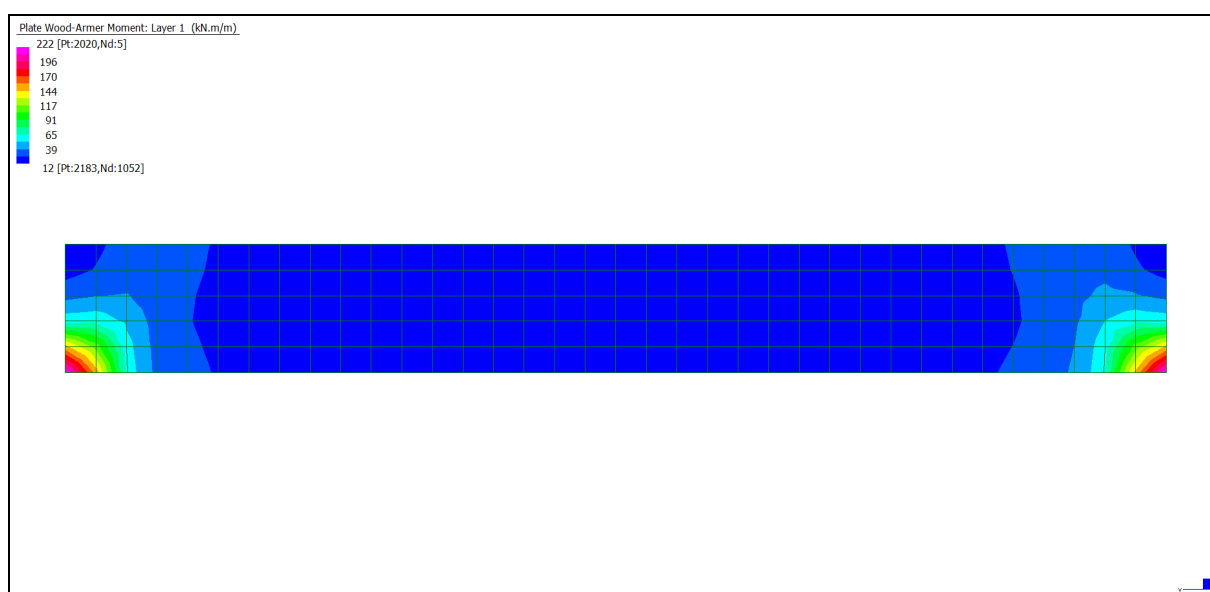
Si precisa che i grafici dei momenti flettenti sono comprensivi del momento torcente.

In riferimento allo SLU sono stati inseriti anche i grafici dello sforzo di taglio.

Per quanto riguarda i grafici relativi alla combinazione SLE RARA, sulla base delle armature previste in fase di calcolo a SLU/SLV, si è verificato il rispetto dei limiti di tensione nel calcestruzzo e nell'acciaio. La verifica è stata condotta calcolando la sollecitazione responsabile del raggiungimento delle tensioni limite e verificando che questa sia sopportabile dalla sezione in funzione delle sue caratteristiche di geometria, materiale e armatura.

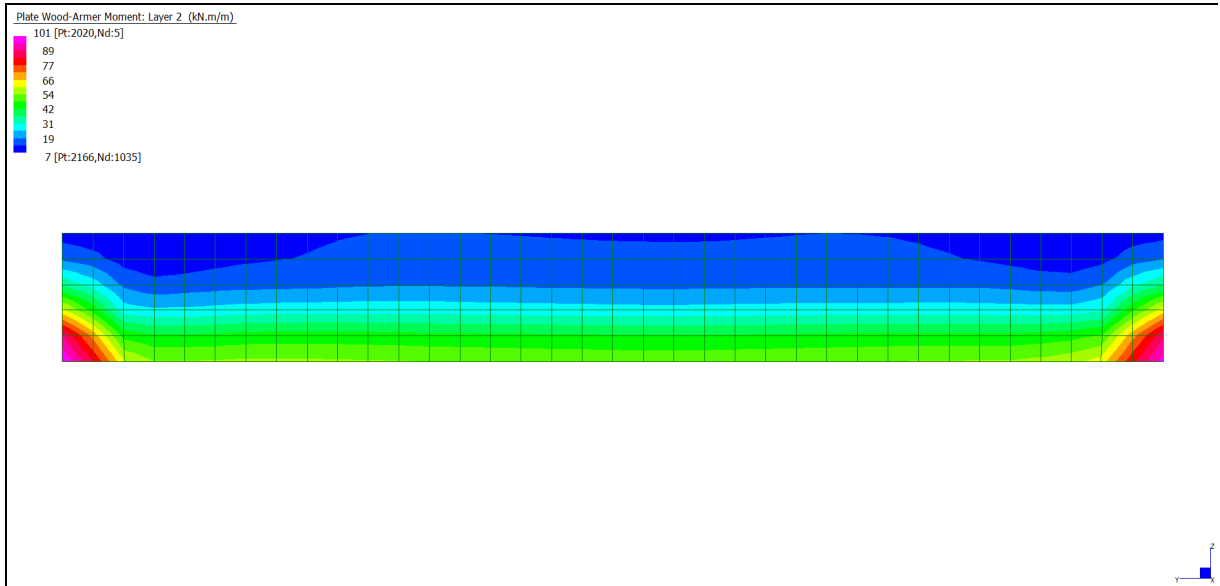
Per le combinazioni frequente e quasi permanente si è proceduto con la medesima impostazione metodologica considerando però il rispetto dei limiti di tensione nel calcestruzzo e di apertura delle fessure.

Grafici di combinazione di SLU (Paraghiaia)

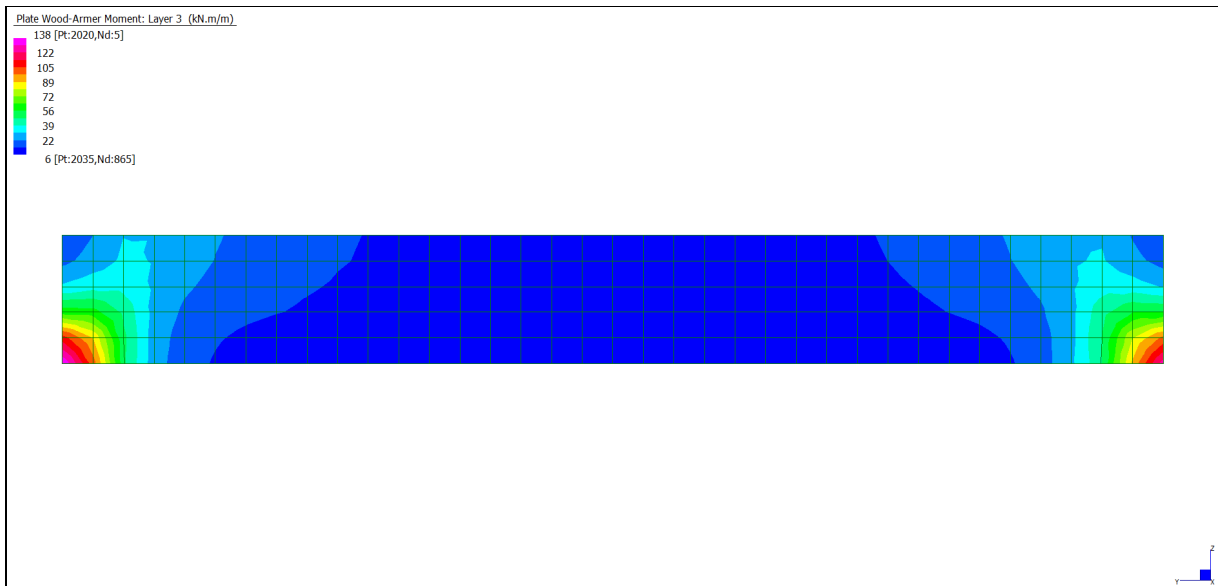


Layer 1 – Momento direzione YY Lato Terra (S.L.U.)

Note de des culées Pont sur le Dora - Relazione di calcolo Ponte sulla Dora

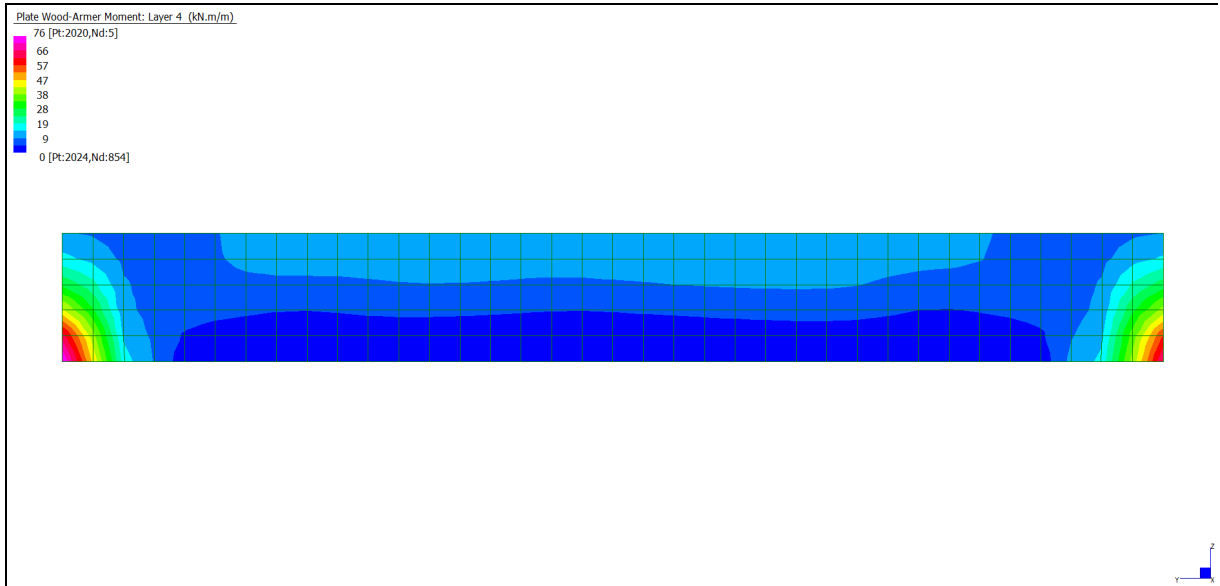


Layer 2 – Momento direzione ZZ Lato Terra (S.L.U.)

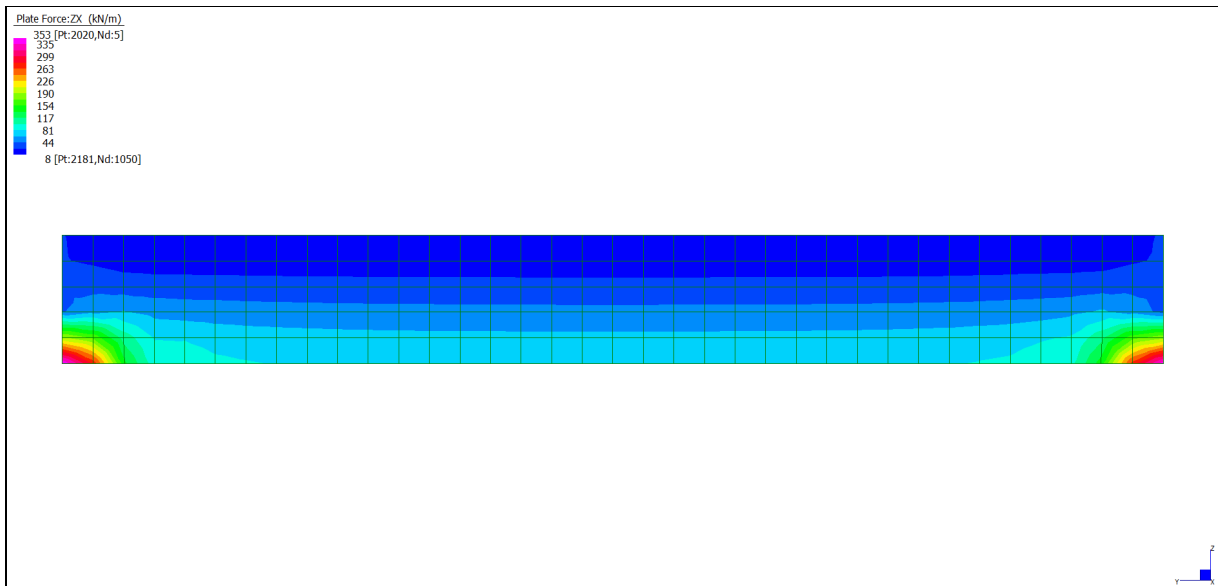


Layer 3 – Momento direzione YY Lato Valle (S.L.U.)

Note de des culées Pont sur le Dora - Relazione di calcolo Ponte sulla Dora

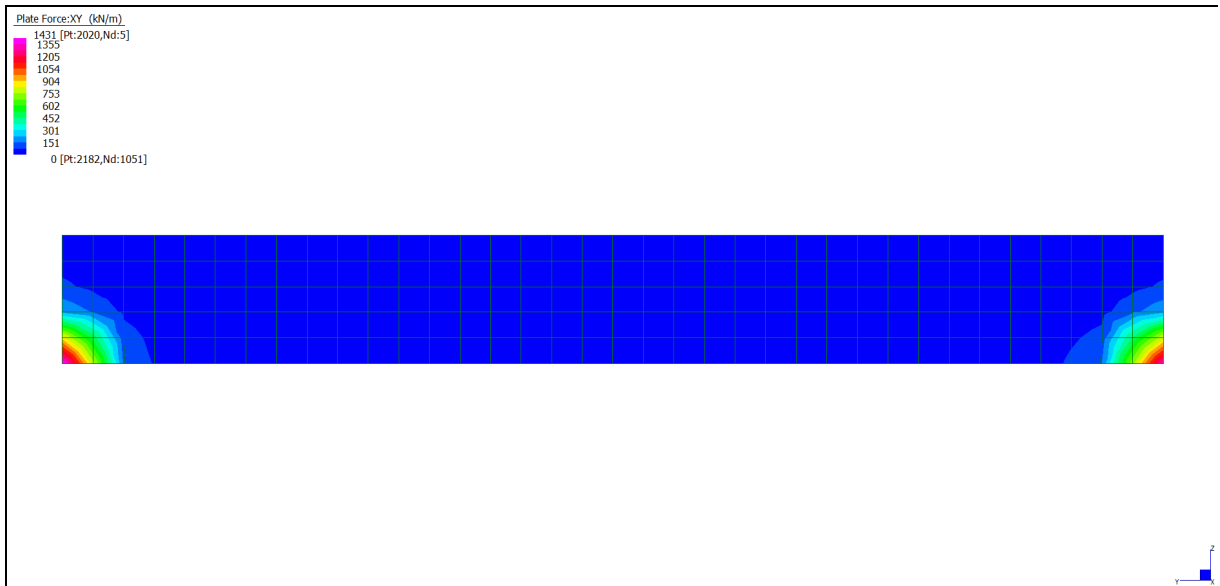


Layer 4 – Momento direzione ZZ Lato Valle (S.L.U.)



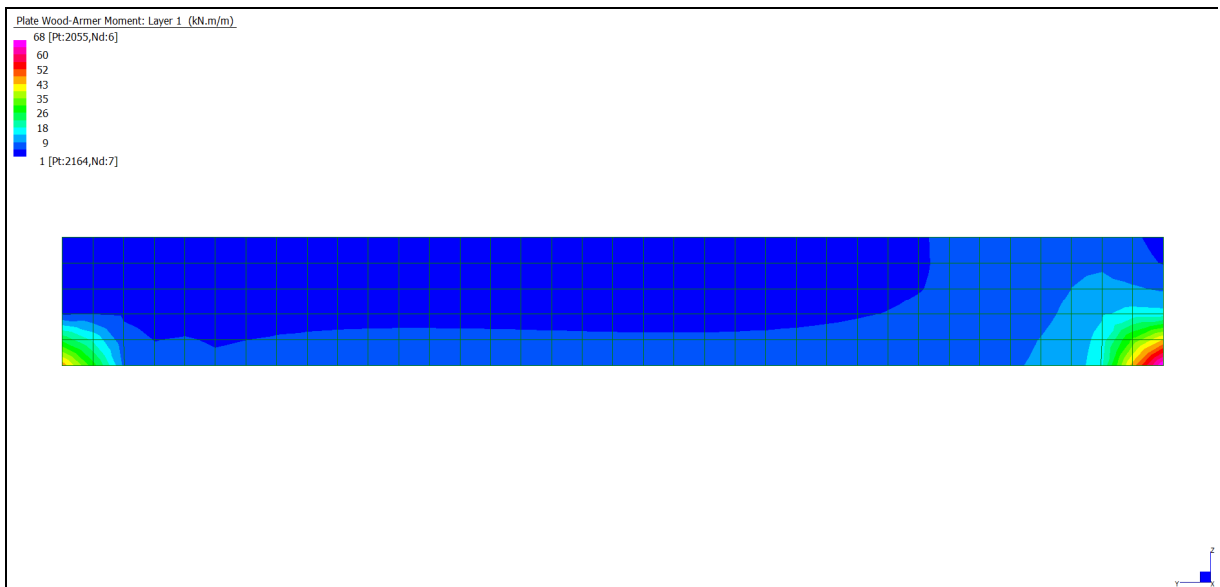
Sforzo di taglio V_{ZX} (S.L.U.)

Note de des culées Pont sur le Dora - Relazione di calcolo Ponte sulla Dora



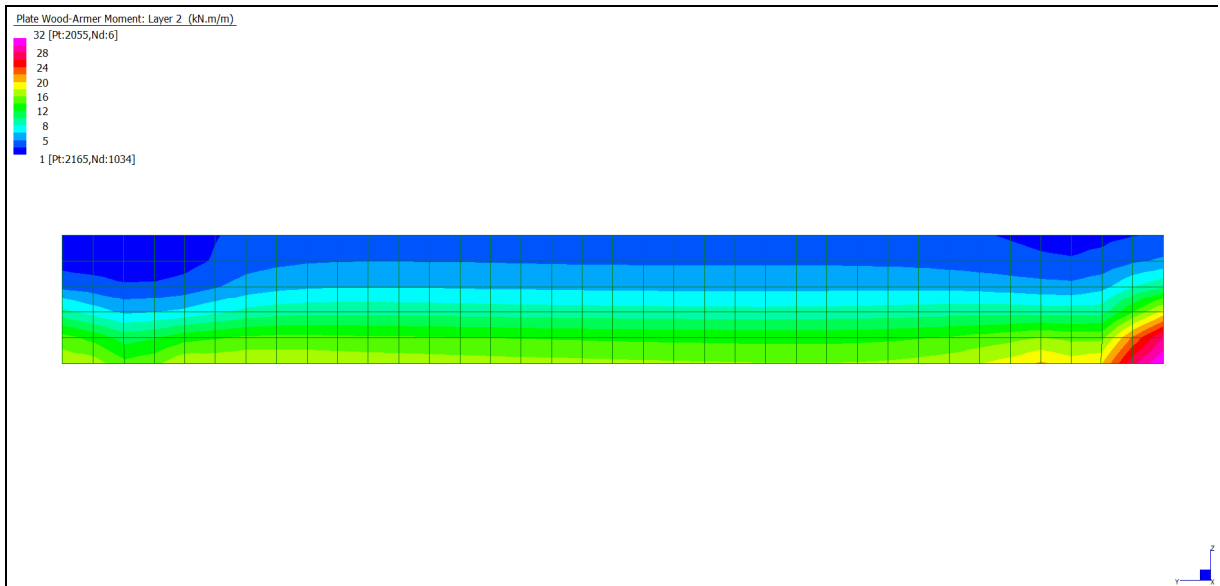
Sforzo di taglio V_{XY} (S.L.U.)

Grafici di combinazione RARA (Paraghiaia)

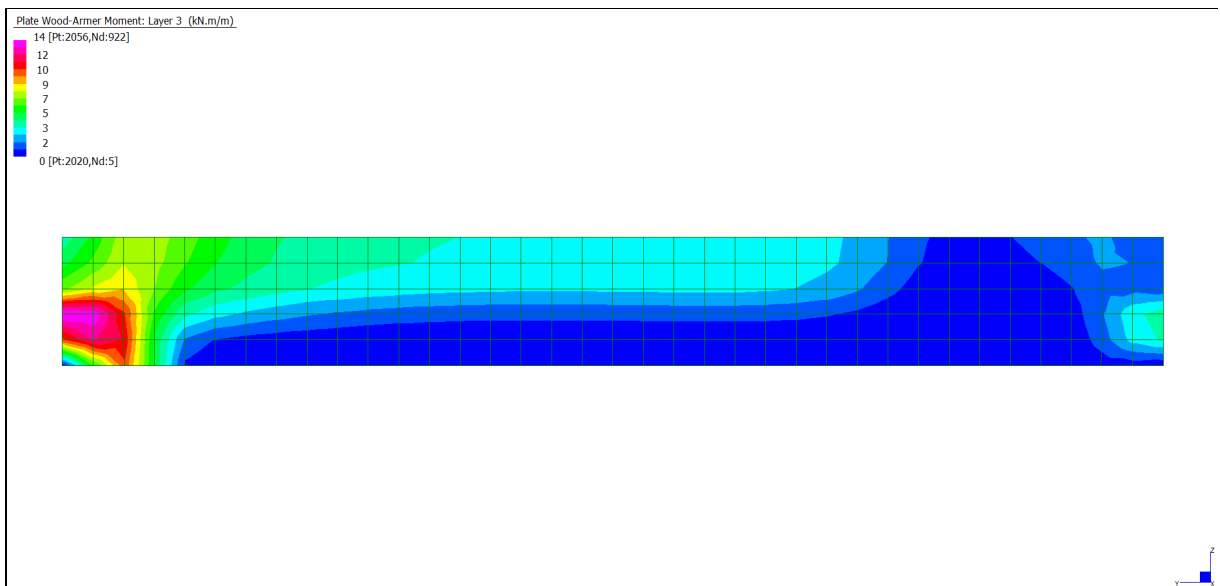


Layer 1 – Momento direzione YY Lato Terra (S.L.E. Rara)

Note de des culées Pont sur le Dora - Relazione di calcolo Ponte sulla Dora

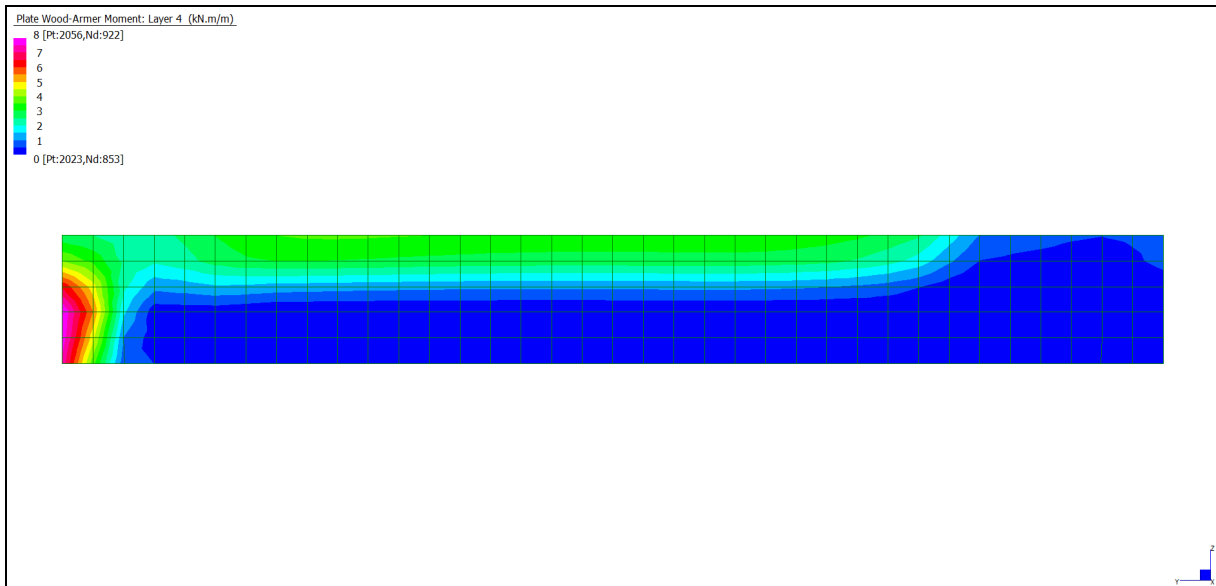


Layer 2 – Momento direzione ZZ Lato Terra (S.L.E. Rara)



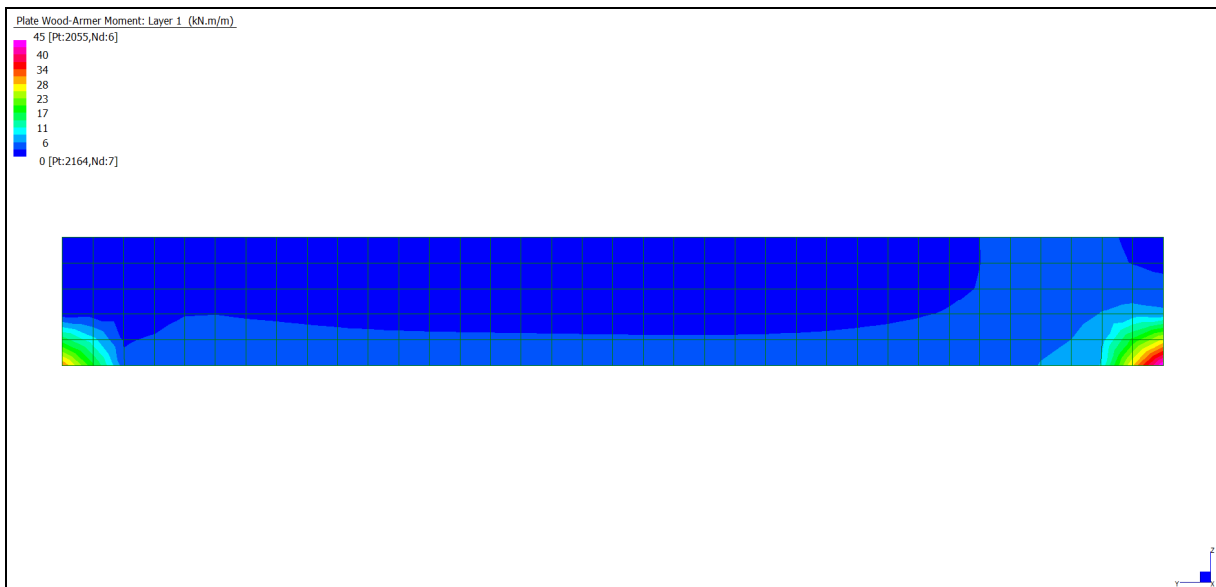
Layer 3 – Momento direzione YY Lato Valle (S.L.E. Rara)

Note de des culées Pont sur le Dora - Relazione di calcolo Ponte sulla Dora



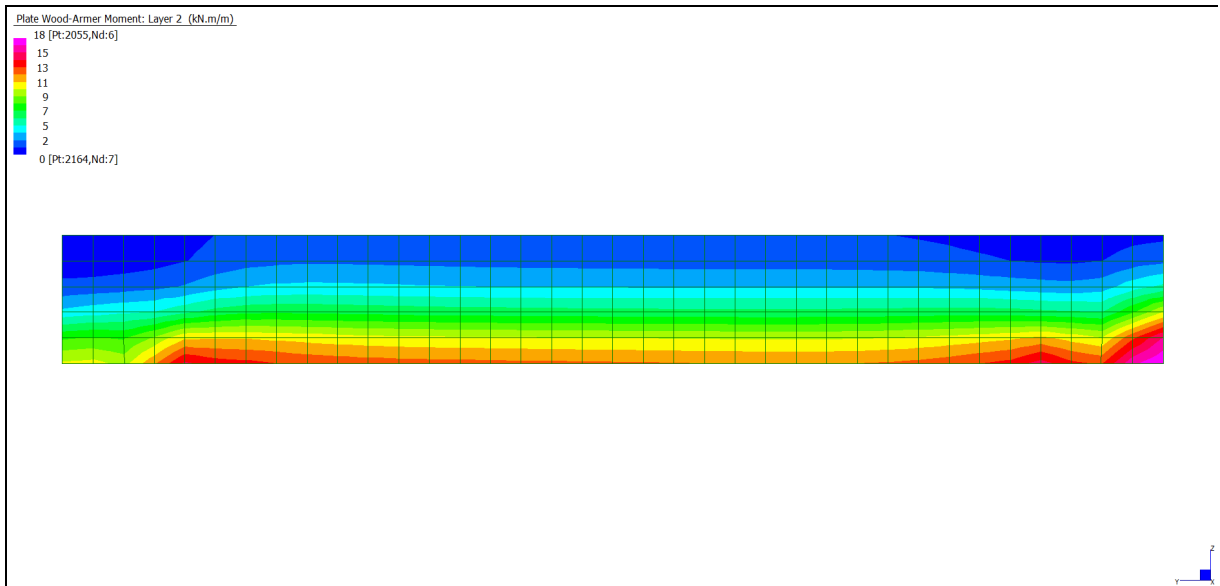
Layer 4 – Momento direzione ZZ Lato Valle (S.L.E. Rara)

Grafici di combinazione FREQUENTE (Paraghiaia)

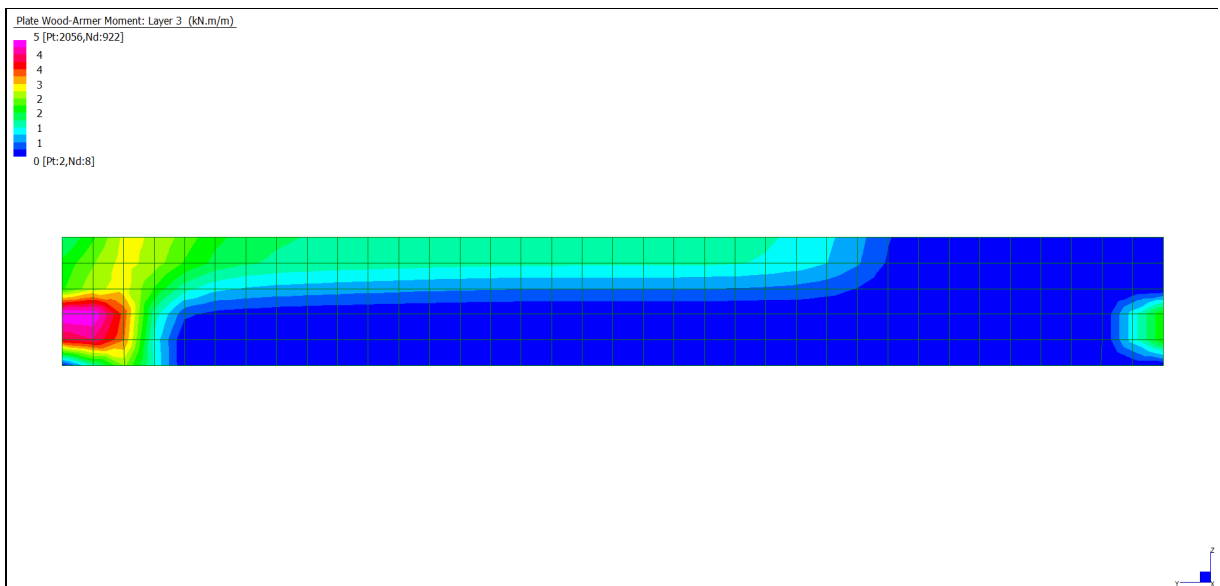


Layer 1 – Momento direzione YY Lato Terra (S.L.E. Frequente)

Note de des culées Pont sur le Dora - Relazione di calcolo Ponte sulla Dora

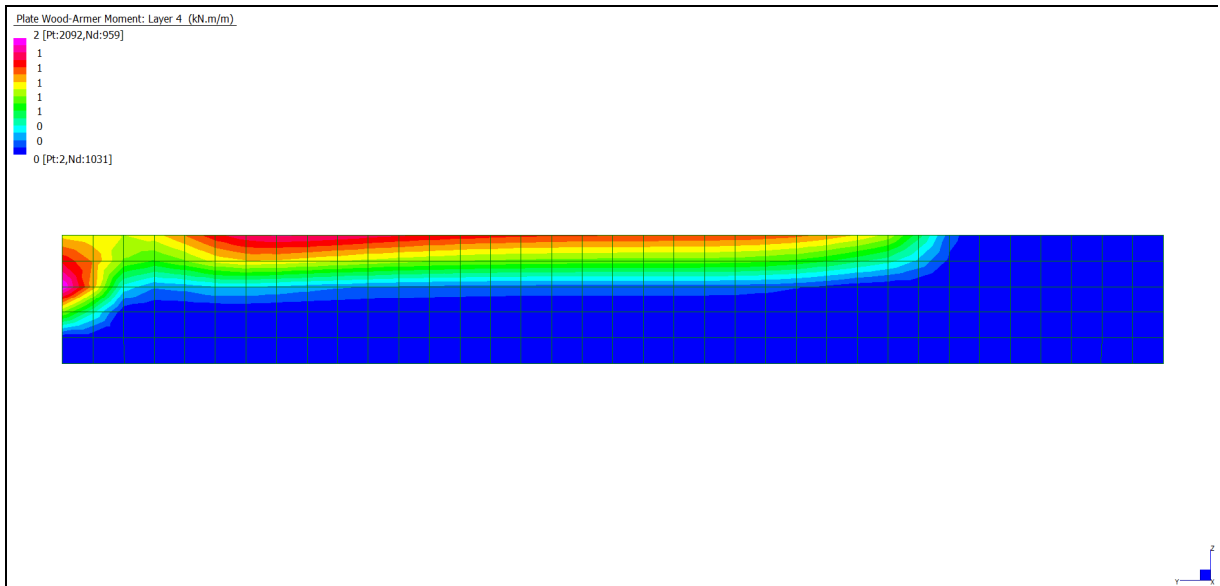


Layer 2 – Momento direzione ZZ Lato Terra (S.L.E. Frequente)



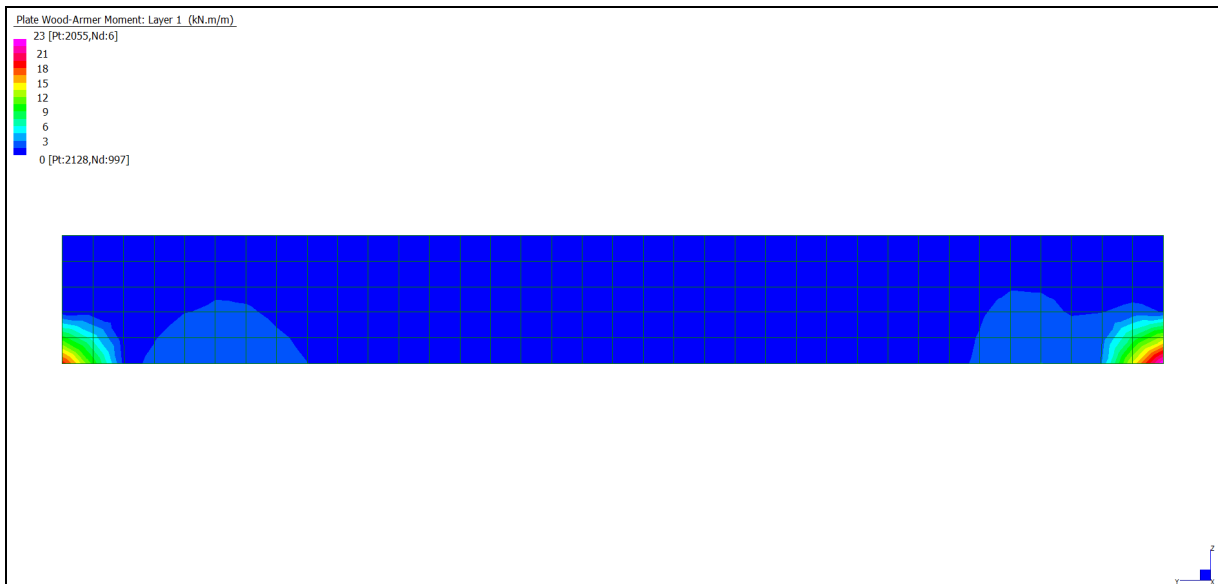
Layer 3 – Momento direzione YY Lato Valle (S.L.E. Frequente)

Note de des culées Pont sur le Dora - Relazione di calcolo Ponte sulla Dora



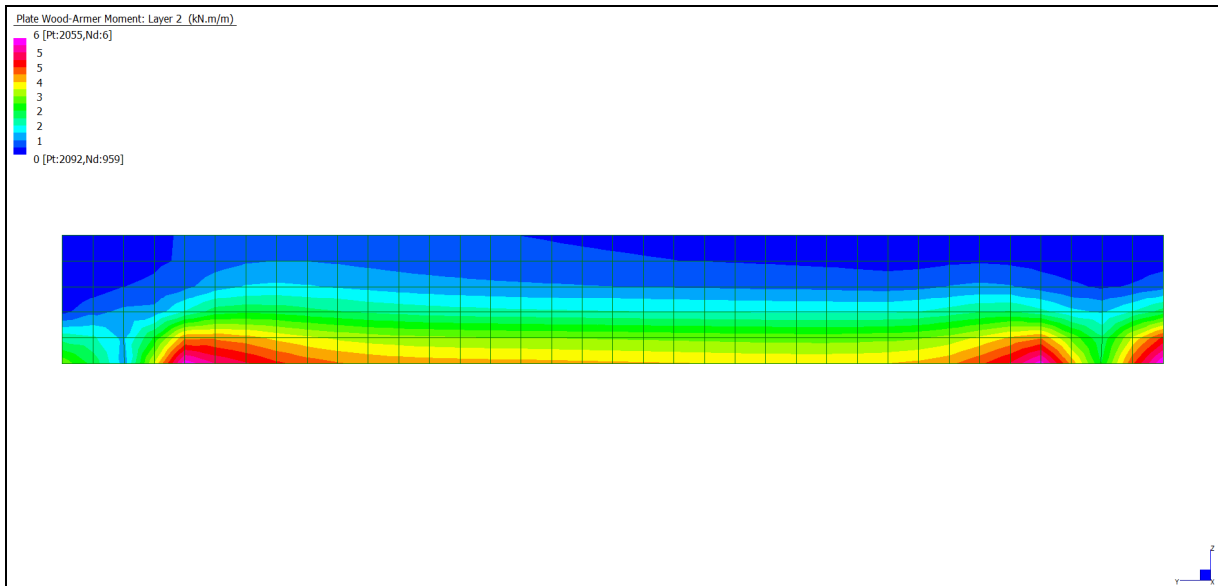
Layer 4 – Momento direzione ZZ Lato Valle (S.L.E. Frequente)

Grafici di combinazione QUASI PERMANENTE (Paraghiaia)

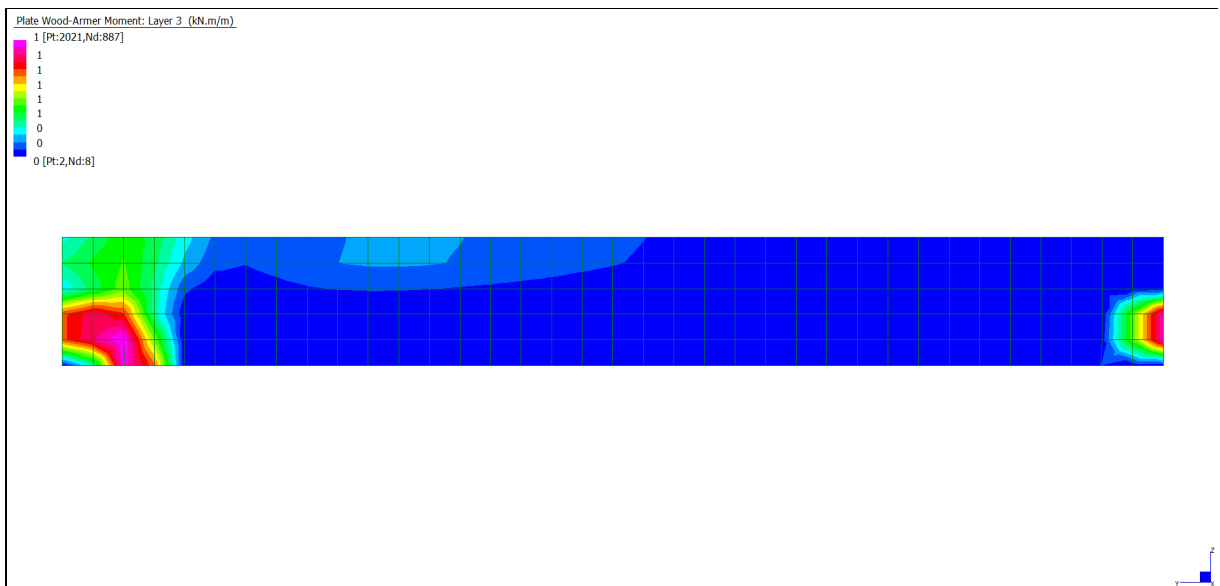


Layer 1 – Momento direzione YY Lato Terra (S.L.E. Quasi permanente)

Note de des culées Pont sur le Dora - Relazione di calcolo Ponte sulla Dora

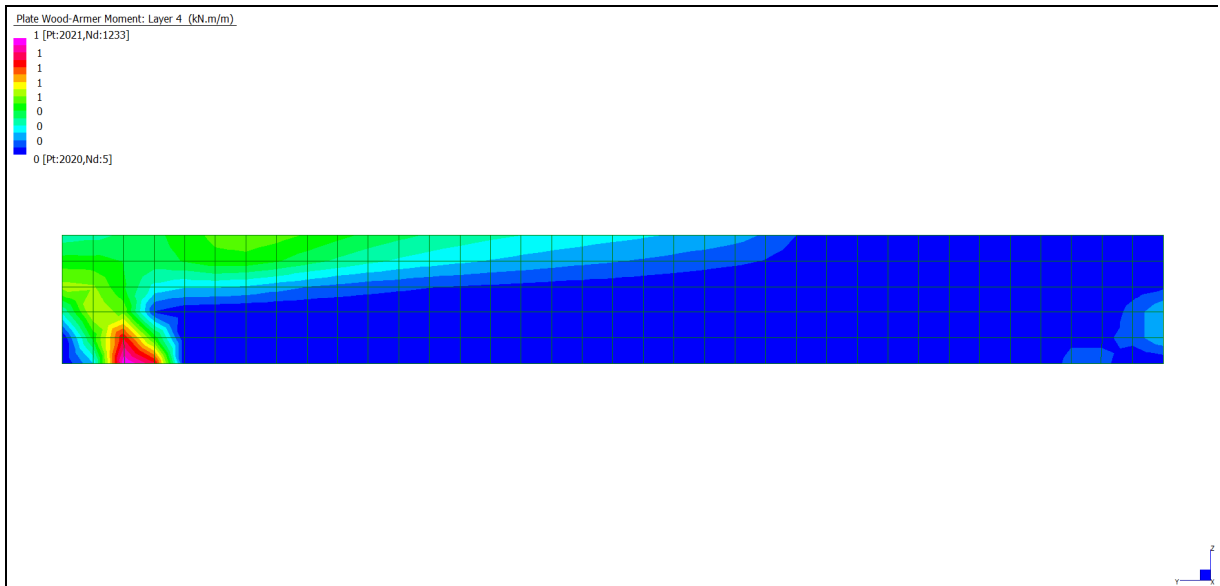


Layer 2 – Momento direzione ZZ Lato Terra (S.L.E. Quasi permanente)

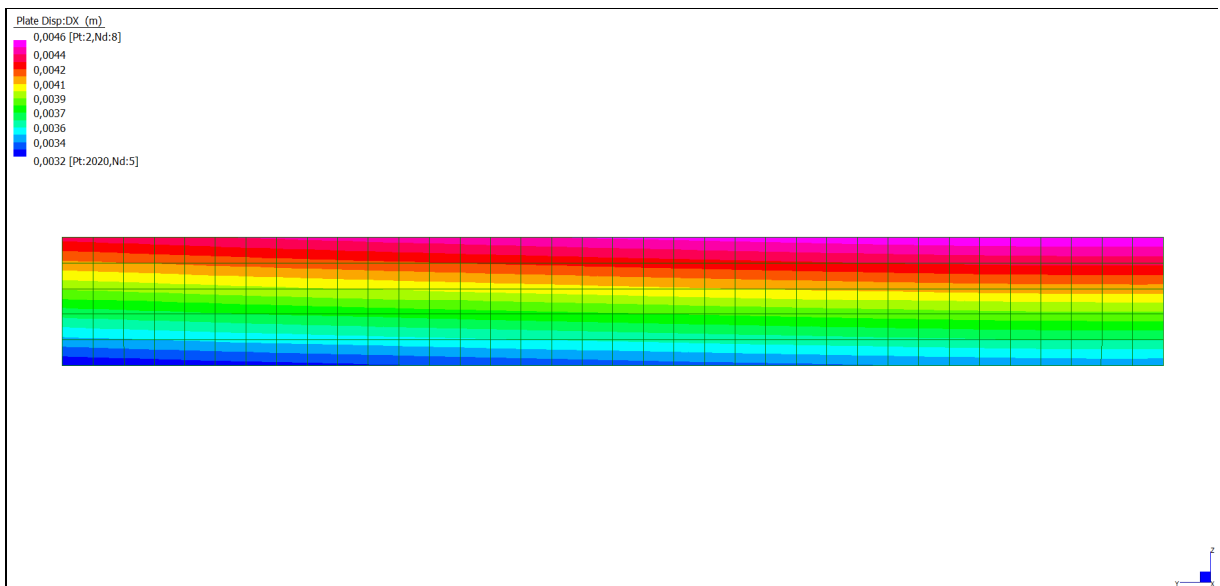


Layer 3 – Momento direzione YY Lato Valle (S.L.E. Quasi permanente)

Note de des culées Pont sur le Dora - Relazione di calcolo Ponte sulla Dora



Layer 4 – Momento direzione ZZ Lato Valle (S.L.E. Quasi permanente)



Spostamento dx_{min} (S.L.E. Quasi permanente)

VERIFICHE A FLESSIONE

Le verifiche riportate nel seguito tengono conto di valori sollecitanti prelevati dal modello, a meno dello spessore degli elementi ed escludendo i valori di picco dovuti alla precisione della mesh.

Nel presente elemento strutturale si dispone un'armatura base pari a $\Phi 12/20$ in direzione verticale e $\Phi 12/20$ in direzione orizzontale. Pertanto i momenti resistenti risultano rispettivamente pari a: $M_{Rd,vert} = 68$ kNm/m in direzione verticale e $M_{Rd,oriz} = 73$ kNm/m in direzione orizzontale.

Nelle verifiche che seguono si sono considerate le sezioni maggiormente sollecitate e in particolare lo strato più esterno è comprensivo sia delle armature base che quelle integrative.

SLU	b	h	d ₁	d ₂	Armatura		m _{Ed}	m _{Rd}	VER
	cm	cm	cm	cm	As ₁	As ₂	kNm/m	kNm/m	
Paraghiaia (dir.Oriz. Lato Terra)-L1	100	40	34	34	φ12/20	φ16/20	170	195	Si
Paraghiaia (dir.Vert. Lato Terra)-L2	100	40	32	32	φ12/20	φ16/20	101	183	Si
Paraghiaia (dir.Oriz. Lato Valle)-L3	100	40	34	34	φ12/20	φ16/20	138	195	Si
Paraghiaia (dir.Vert. Lato Valle)-L4	100	40	32	-	φ12/20	-	55	68	Si

Tabella verifiche flessionali (S.L.U.) – Paraghiaia

VERIFICHE A TAGLIO

Sono state effettuate le verifiche al taglio considerando la minore delle armature longitudinali, di seguito si riportano i risultati ottenuti. Si dispone apposita armatura solo quando si eccede la resistenza a taglio V_{Rd} al di fuori della distanza d dal filo appoggio.

SLU	b	h	d	A _c	A _{s1}	ρ _l	k	v _{min}	V _{Ed}	V _{Rd}	VER	A _{sw}	α	ϑ	V _{Ed}	V _{Rsd}	V _{Rcd}	VER
	cm	cm	cm	cm ²		-	-	N/mm ²	kN/m	kN/m			[°]	[°]	kN/m	kN/m	kN/m	
V _{xy} (orizz)	100	40	34	4000	φ12/20	0,0046	1,767	0,410	538	163	-	φ12/20/20	90	26,6	538	676	864	Si
V _{zx} (vert)	100	40	32	4000	φ12/20	0,0049	1,791	0,418	353	158	-	φ12/20/20	90	21,8	353	797	701	Si

Tabella verifiche a taglio (S.L.U.)_ Paraghiaia

Note de des culées Pont sur le Dora - Relazione di calcolo Ponte sulla Dora

VERIFICHE A SLE

Si deve verificare che le tensioni nell'acciaio e nel calcestruzzo, nonché i limiti di apertura fessure, non eccedano le seguenti quantità:

[combinazione rara] $\sigma_c < 0,60 \cdot f_{ck} = 14,94 \text{ N/mm}^2$; $\sigma_s < 0,8 \cdot f_{yk} = 360 \text{ N/mm}^2$

[combinazione frequente] $w \leq 0,40 \text{ mm}$;

[combinazione quasi permanente] $w \leq 0,30 \text{ mm}$; $\sigma_c < 0,45 \cdot f_{ck} = 11,21 \text{ N/mm}^2$

SLE RARA	b	h	d ₁	d ₂	Armatura		m _{Ed}	σ _c		σ _s	
	cm	cm	cm	cm	As ₁	As ₂	kNm/m	N/mm ²	N/mm ²	N/mm ²	N/mm ²
Paraghiaia (dir.Oriz. Lato Terra)-L1	100	40	34	34	φ12/20	φ16/20	60	3,74	≤ 14,94	125	≤ 360
Paraghiaia (dir.Vert. Lato Terra)-L2	100	40	32	32	φ12/20	φ16/20	32	2,20	≤ 14,94	71	≤ 360
Paraghiaia (dir.Oriz. Lato Valle)-L3	100	40	34	34	φ12/20	φ16/20	14	0,87	≤ 14,94	29	≤ 360
Paraghiaia (dir.Vert. Lato Valle)-L4	100	40	32	-	φ12/20	-	8	0,82	≤ 14,94	47	≤ 360

Tabella verifica limitazione tensioni (S.L.E. Rara) – Paraghiaia

SLE FREQUENTE	b	h	d ₁	d ₂	Armatura		m _{Ed}	w _k	
	cm	cm	cm	cm	As ₁	As ₂	kNm/m	mm	mm
Paraghiaia (dir.Oriz. Lato Terra)-L1	100	40	34	34	φ12/20	φ16/20	45	0,06	≤ 0,40
Paraghiaia (dir.Vert. Lato Terra)-L2	100	40	32	32	φ12/20	φ16/20	18	0,03	≤ 0,40
Paraghiaia (dir.Oriz. Lato Valle)-L3	100	40	34	34	φ12/20	φ16/20	5	0,01	≤ 0,40
Paraghiaia (dir.Vert. Lato Valle)-L4	100	40	32	-	φ12/20	-	2	0,01	≤ 0,40

Tabella verifica fessurazione (S.L.E. Frequente) – Paraghiaia

SLE QUASI PERMANENTE	b	h	d ₁	d ₂	Armatura		m _{Ed}	σ _c		w _k	
	cm	cm	cm	cm	As ₁	As ₂	kNm/m	N/mm ²	N/mm ²	mm	mm
Paraghiaia (dir.Oriz. Lato Terra)-L1	100	40	34	34	φ12/20	φ16/20	23	1,43	≤ 11,21	0,03	≤ 0,30
Paraghiaia (dir.Vert. Lato Terra)-L2	100	40	32	32	φ12/20	φ16/20	6	0,41	≤ 11,21	0,01	≤ 0,30
Paraghiaia (dir.Oriz. Lato Valle)-L3	100	40	34	34	φ12/20	φ16/20	1	0,06	≤ 11,21	0,00	≤ 0,30
Paraghiaia (dir.Vert. Lato Valle)-L4	100	40	32	-	φ12/20	-	1	0,10	≤ 11,21	0,01	≤ 0,30

Tabella verifica limitazione tensioni / fessurazione (S.L.E. Quasi Permanente) – Paraghiaia

Gli spostamenti orizzontali in combinazione Quasi permanente sono compatibili con la funzionalità dell'opera.

12.1.3 Muri d'ala

INVILUPPO DELLE SOLLECITAZIONI (Muri d'ala)

Si riportano sinteticamente le sollecitazioni agenti nel Ali delle spalle in esame restituite dal modello relativamente agli involuppi di sollecitazione di stato limite ultimo e di esercizio.

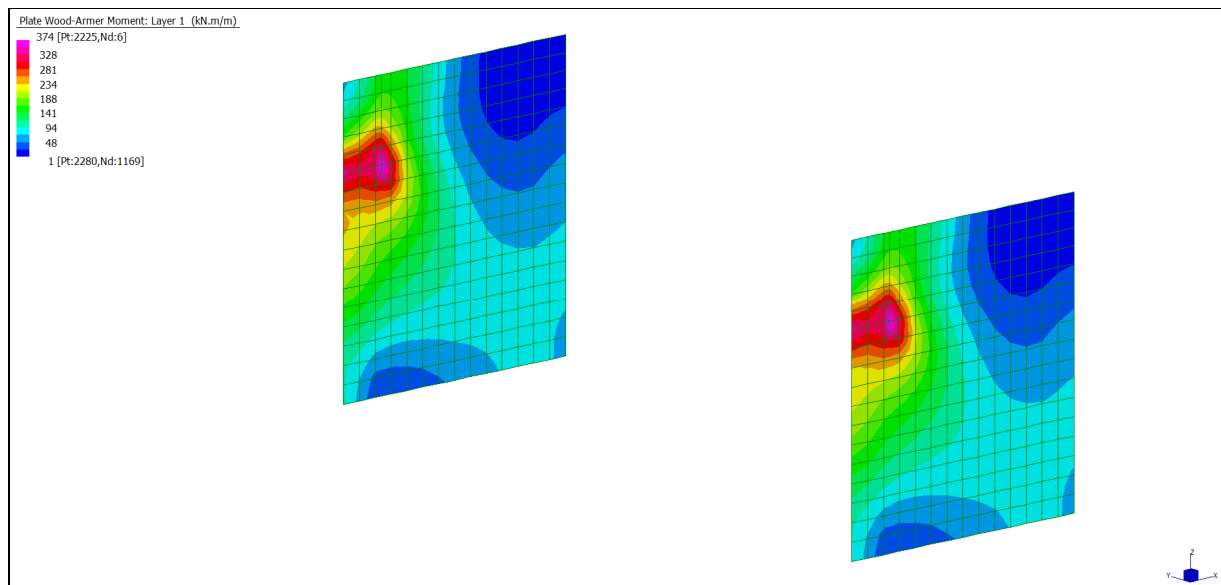
Si precisa che i grafici dei momenti flettenti sono comprensivi del momento torcente.

In riferimento allo SLU sono stati inseriti anche i grafici dello sforzo di taglio.

Per quanto riguarda i grafici relativi alla combinazione SLE RARA, sulla base delle armature previste in fase di calcolo a SLU/SLV, si è verificato il rispetto dei limiti di tensione nel calcestruzzo e nell'acciaio. La verifica è stata condotta calcolando la sollecitazione responsabile del raggiungimento delle tensioni limite e verificando che questa sia sopportabile dalla sezione in funzione delle sue caratteristiche di geometria, materiale e armatura.

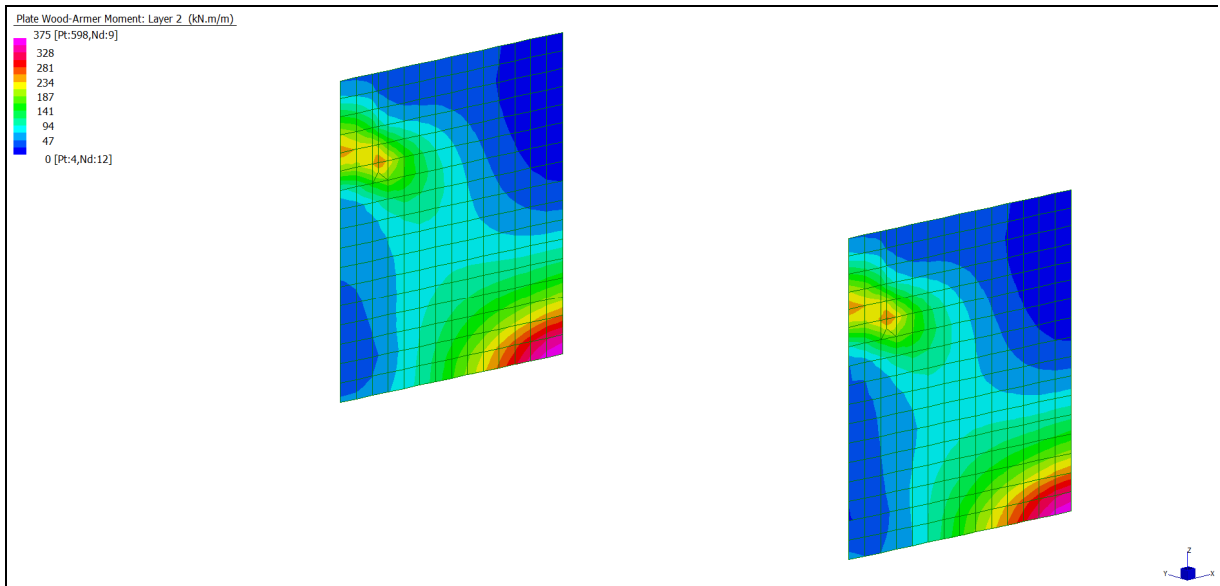
Per le combinazione frequente e quasi permanente si proceduto con la medesima impostazione metodologica considerando però il rispetto dei limiti di tensione nel calcestruzzo e di apertura delle fessure.

Grafici di combinazione di SLU (Muri di ala)

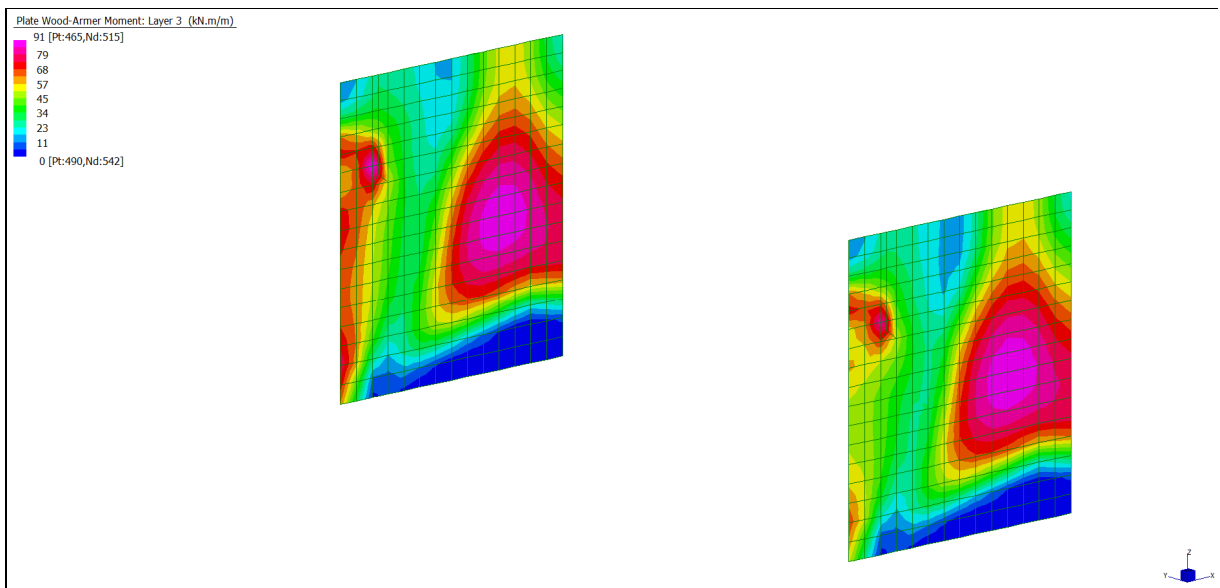


Layer 1 – Momento direzione XX Lato Terra (S.L.U.)

Note de des culées Pont sur le Dora - Relazione di calcolo Ponte sulla Dora

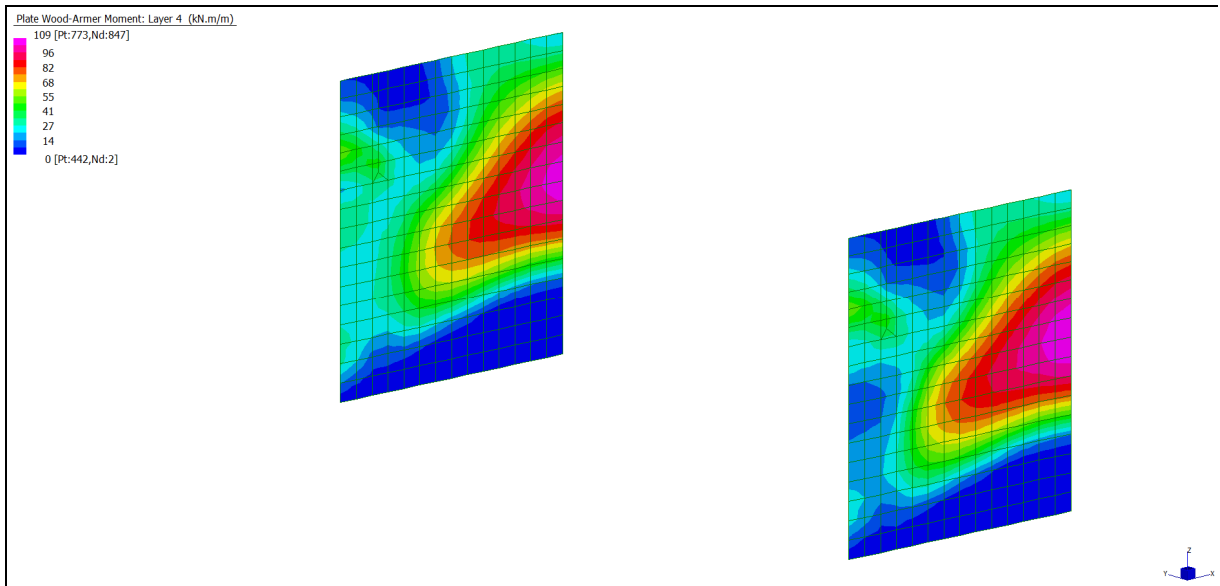


Layer 2 – Momento direzione ZZ Lato Terra (S.L.U.)

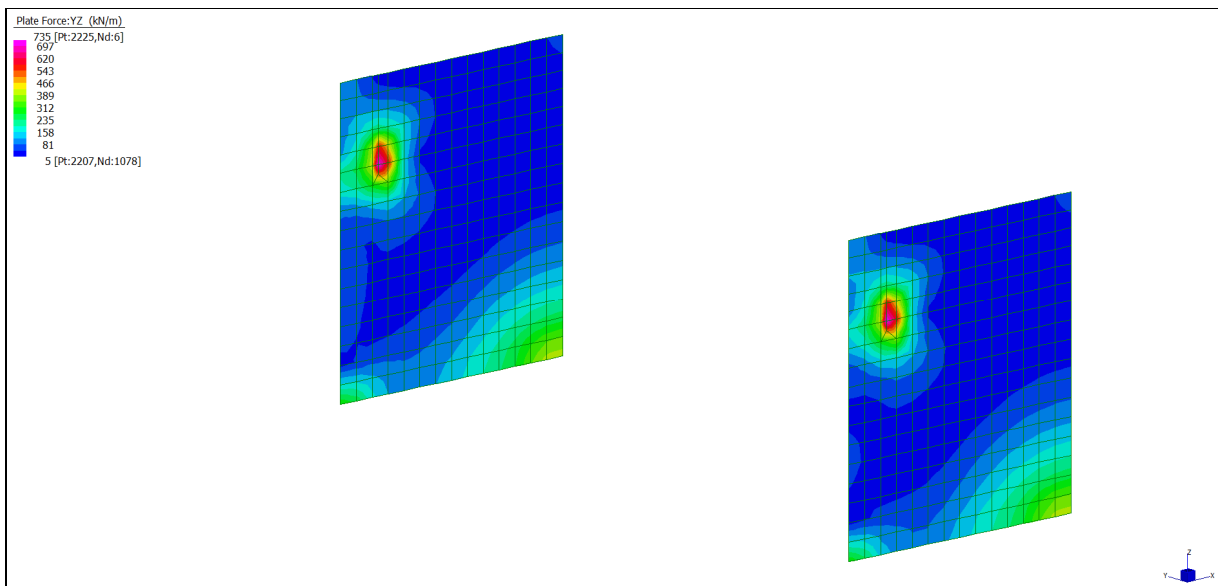


Layer 3 – Momento direzione XX Lato Valle (S.L.U.)

Note de des culées Pont sur le Dora - Relazione di calcolo Ponte sulla Dora

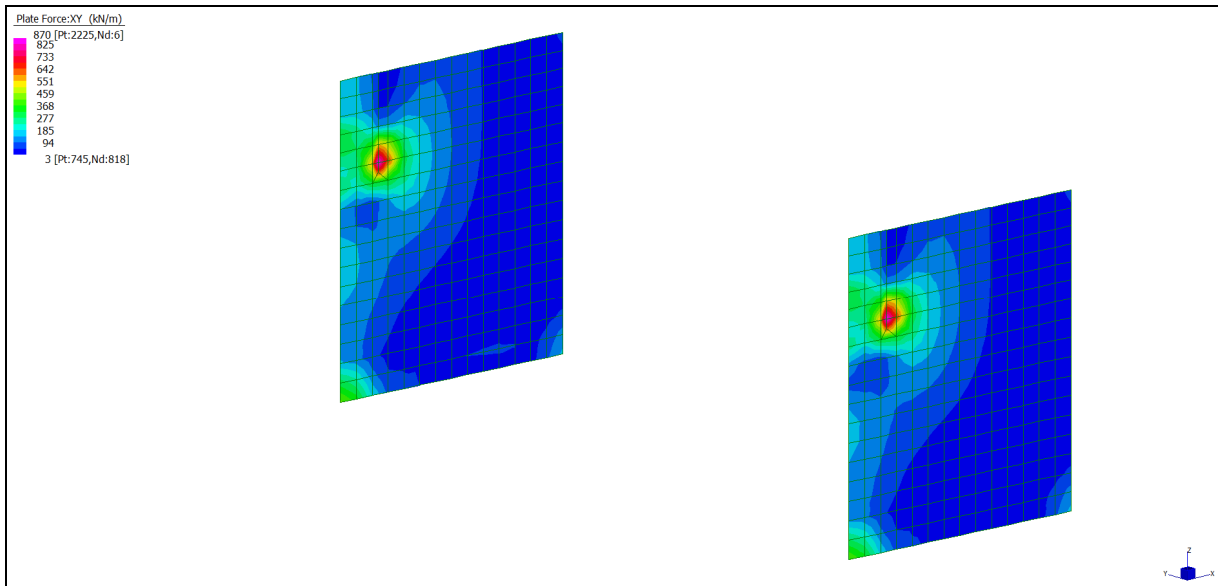


Layer 4 – Momento direzione ZZ Lato Valle (S.L.U.)

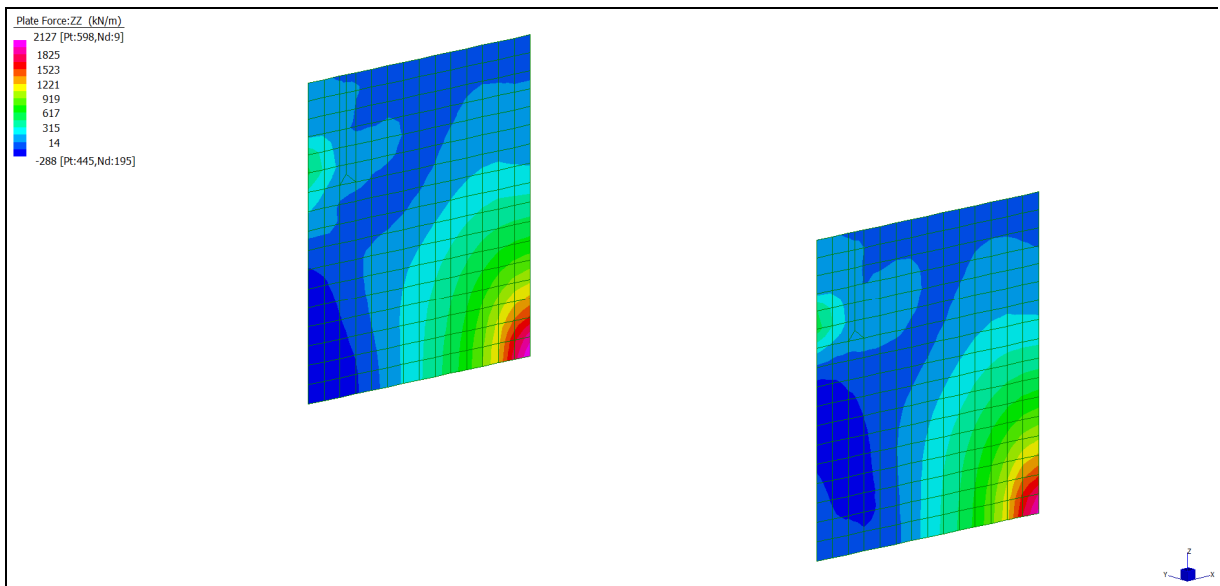


Sforzo di taglio V_{ZY} (S.L.U.)

Note de des culées Pont sur le Dora - Relazione di calcolo Ponte sulla Dora

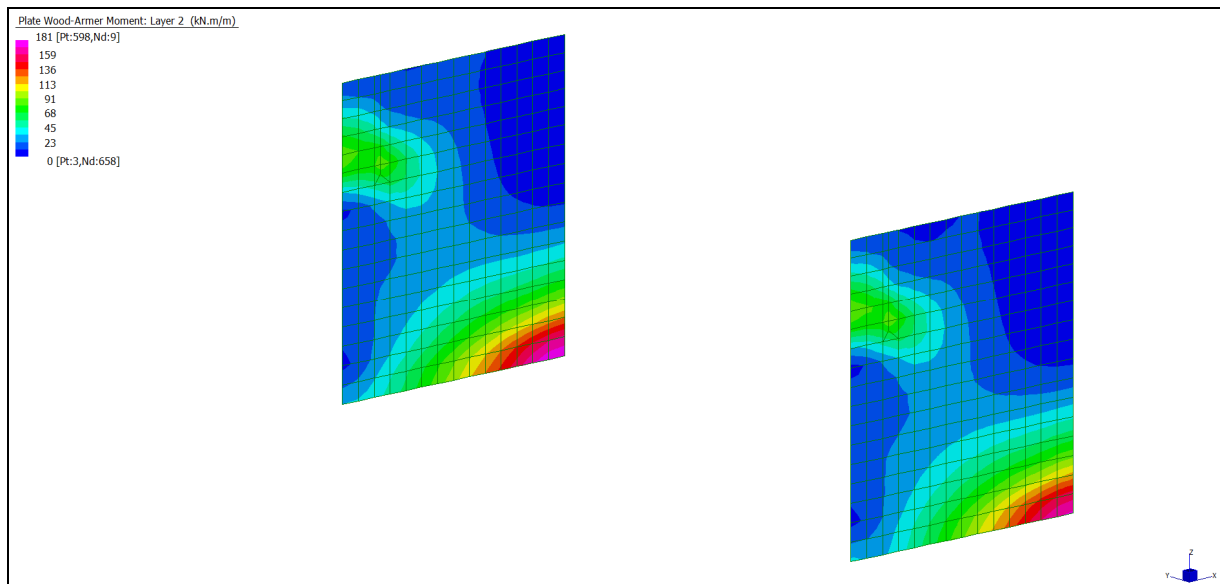
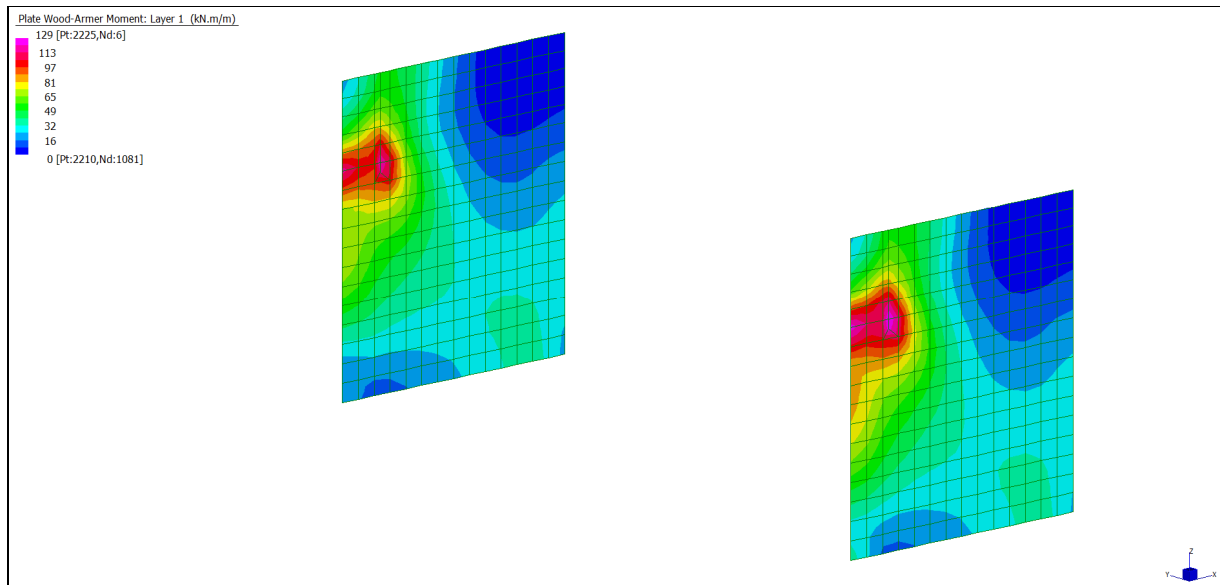


Sforzo di taglio V_{XY} (S.L.U.)

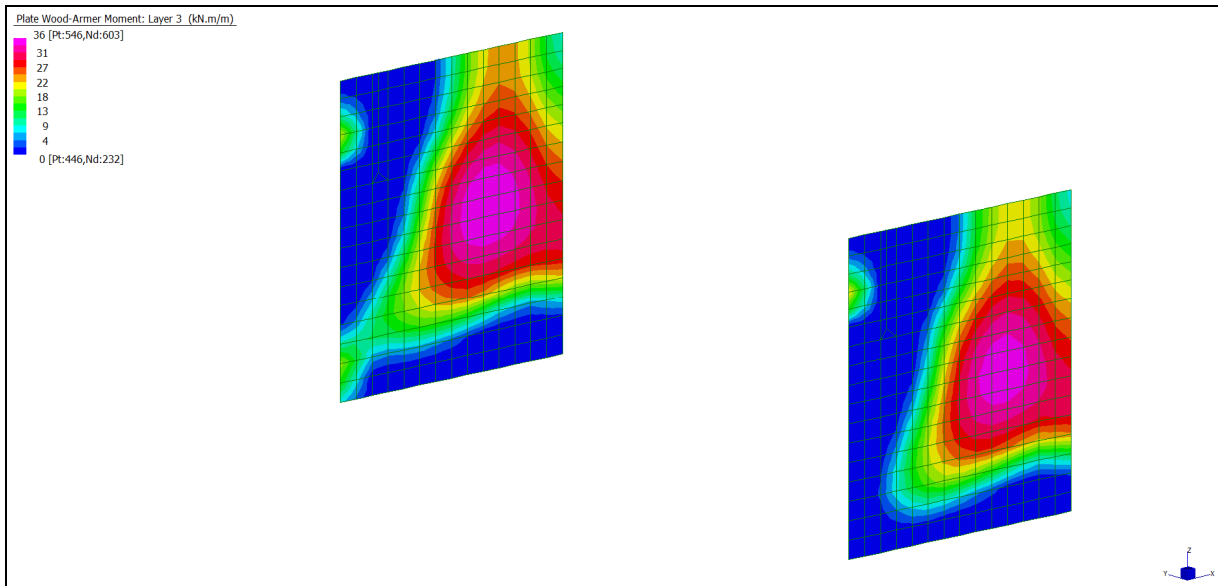


Sforzo di trazione $F_{ZZ \text{ MAX}}$ (S.L.U.)

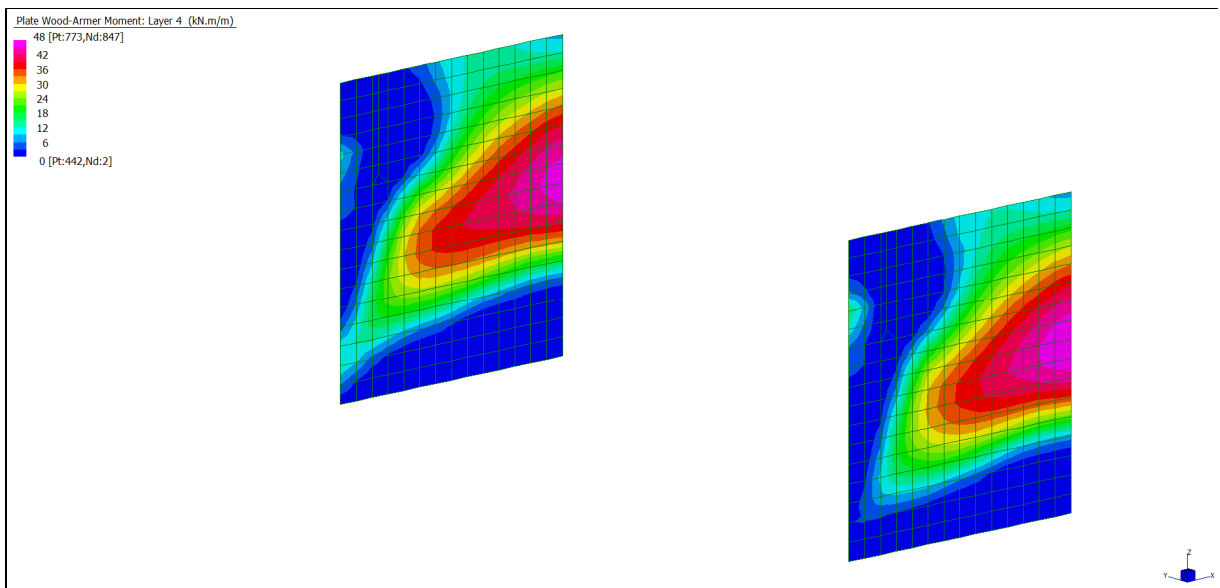
Grafici di combinazione RARA (Muri di ala)



Note de des culées Pont sur le Dora - Relazione di calcolo Ponte sulla Dora

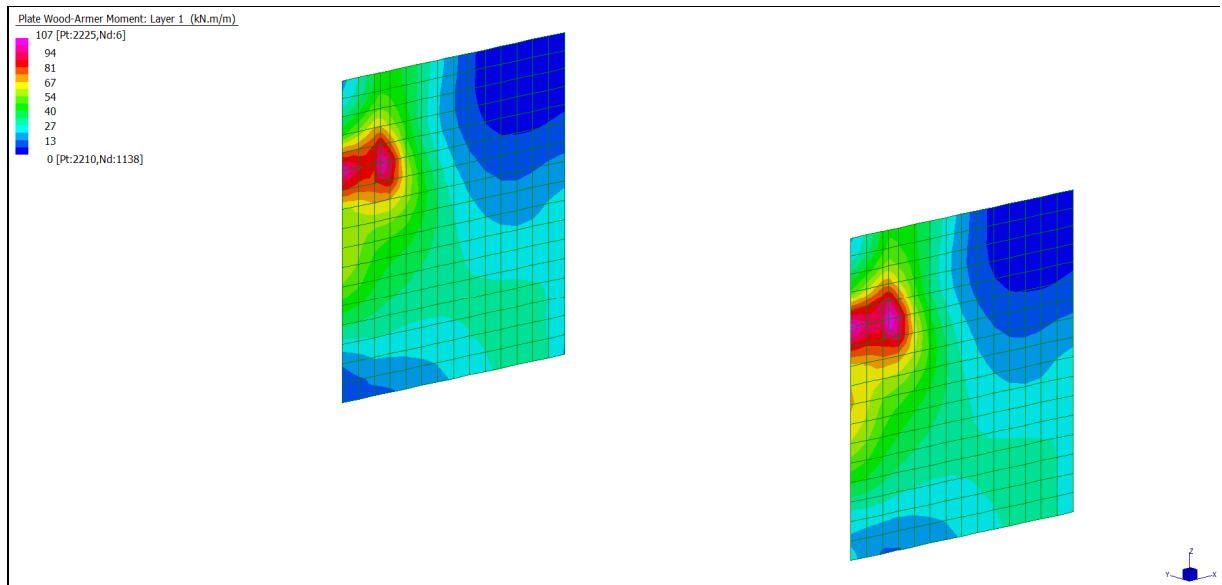


Layer 3 – Momento direzione XX Lato Valle (S.L.E. Rara)

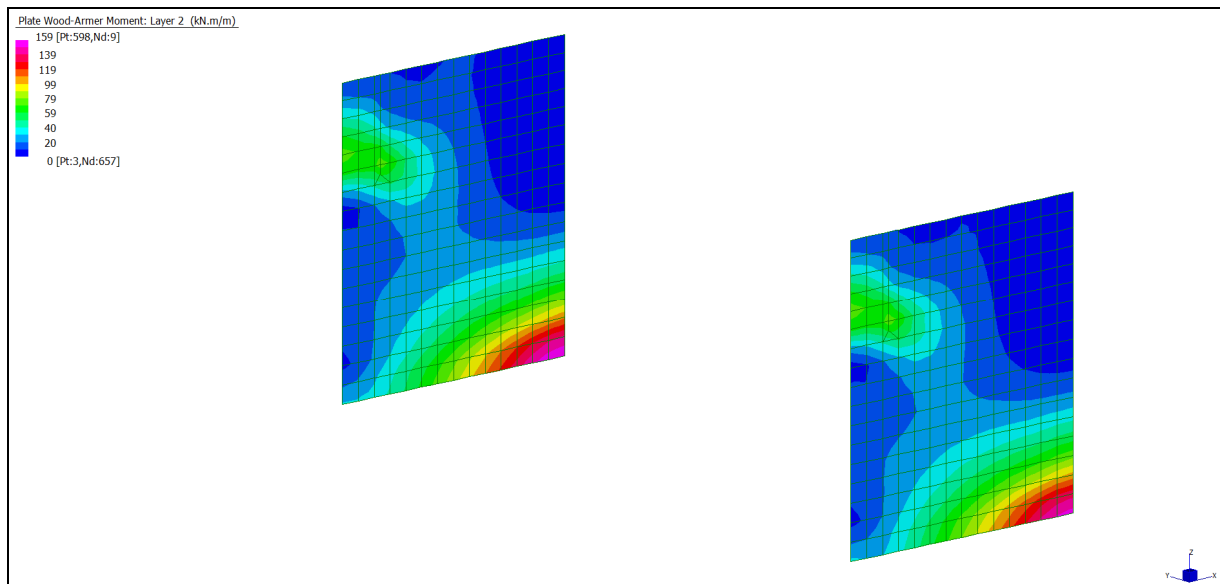


Layer 4 – Momento direzione ZZ Lato Valle (S.L.E. Rara)

Grafici di combinazione FREQUENTE (Muri di ala)

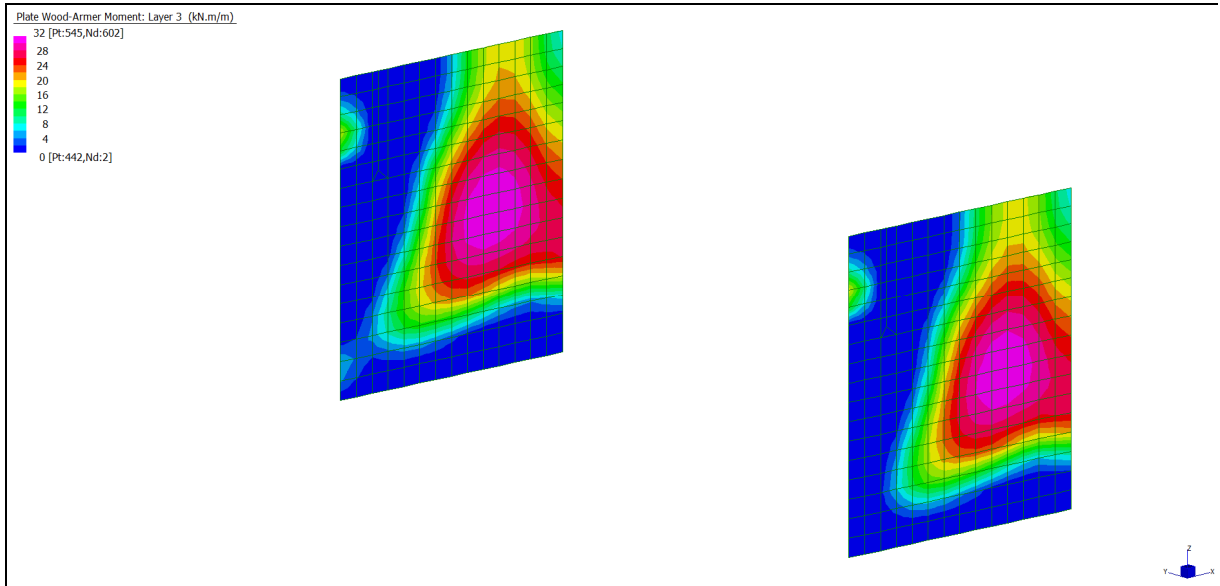


Layer 1 – Momento direzione XX Lato Terra (S.L.E. Frequente)

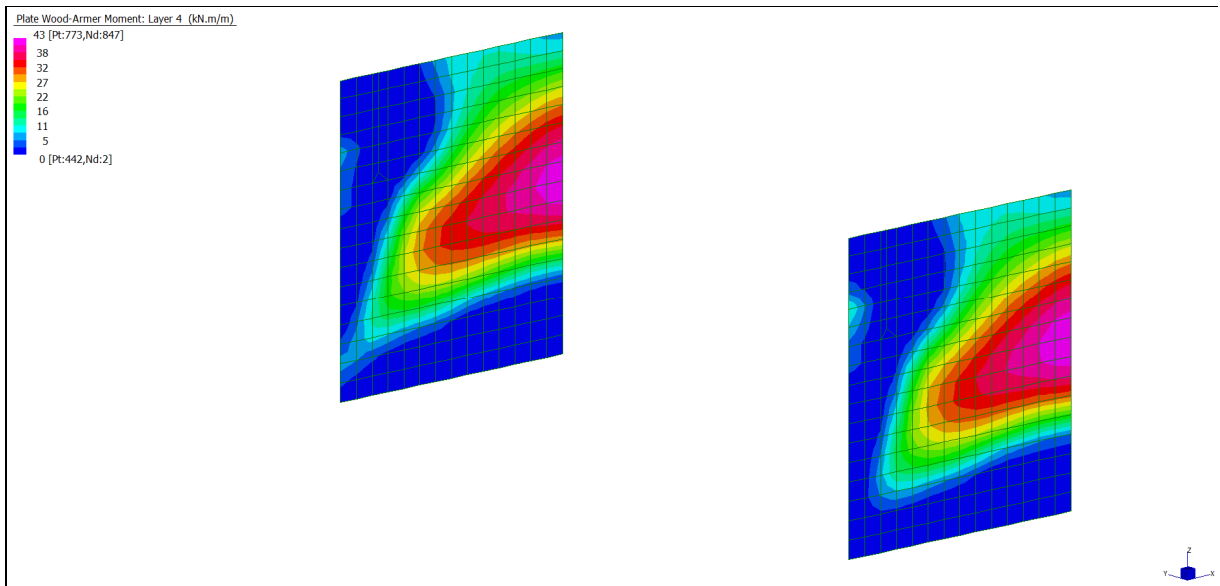


Layer 2 – Momento direzione ZZ Lato Terra (S.L.E. Frequente)

Note de des culées Pont sur le Dora - Relazione di calcolo Ponte sulla Dora

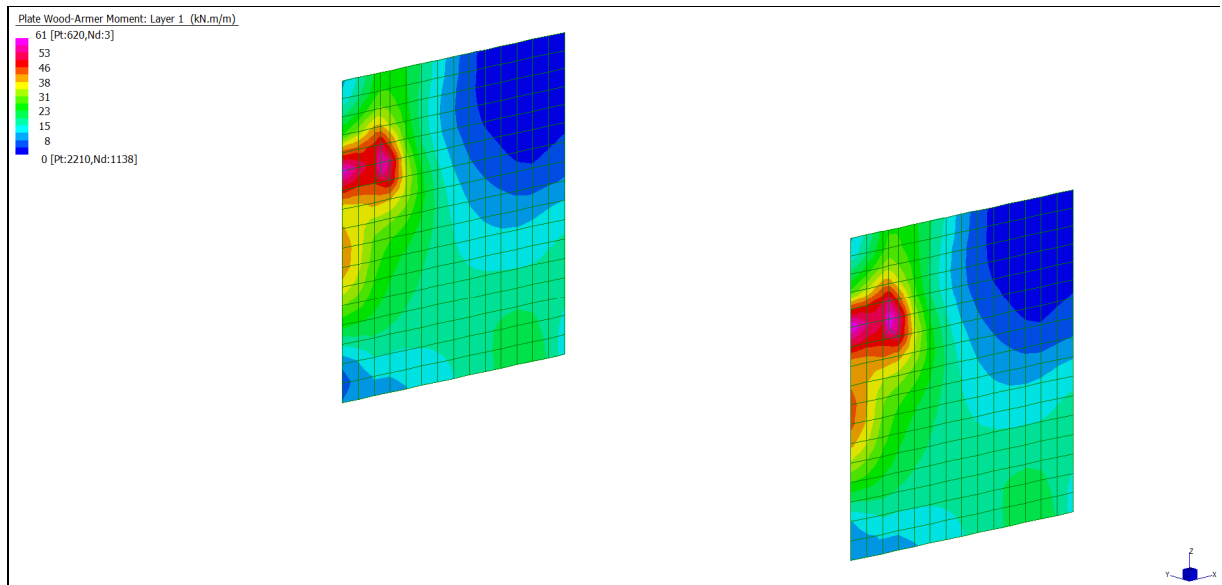


Layer 3 – Momento direzione XX Lato Valle (S.L.E. Frequente)

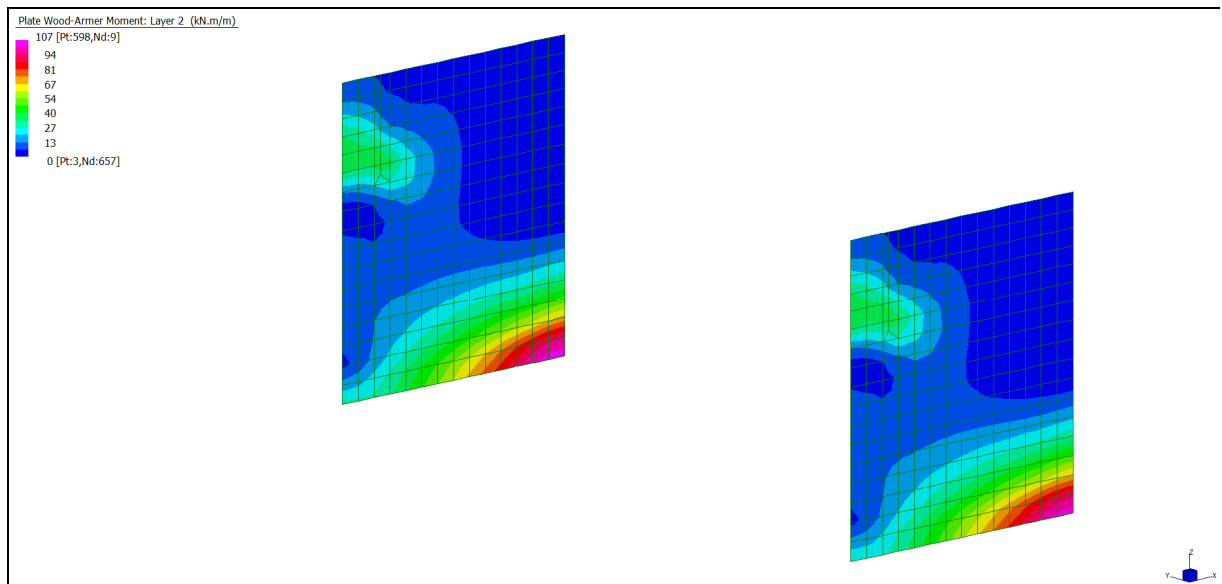


Layer 4 – Momento direzione ZZ Lato Valle (S.L.E. Frequente)

Grafici di combinazione QUASI PERMANENTE (Muri di ala)

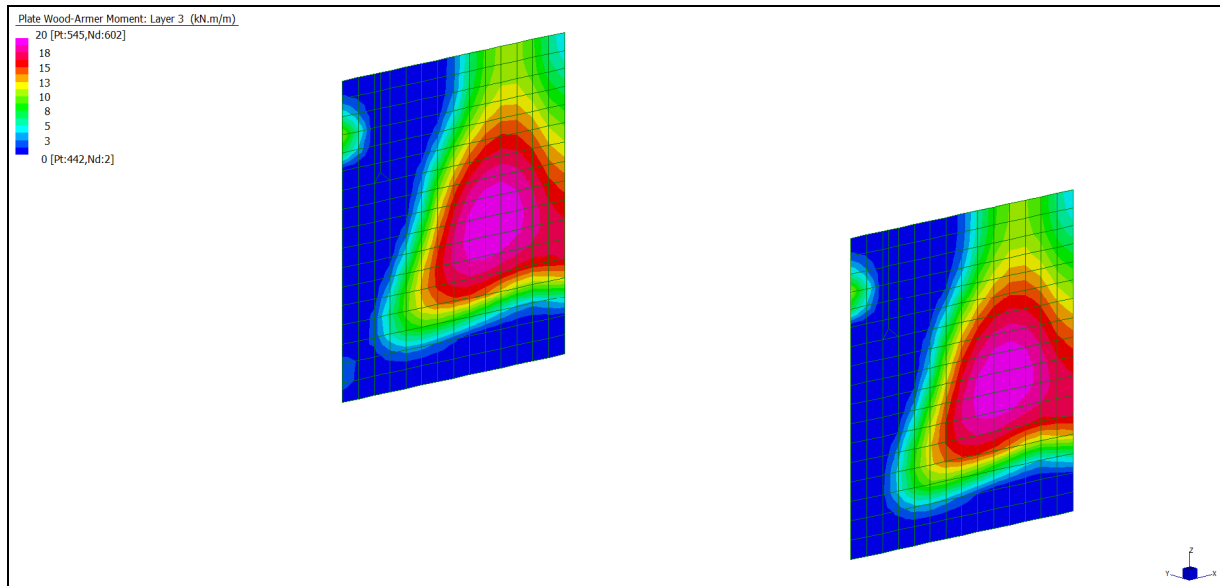


Layer 1 – Momento direzione XX Lato Terra (S.L.E. Quasi permanente)

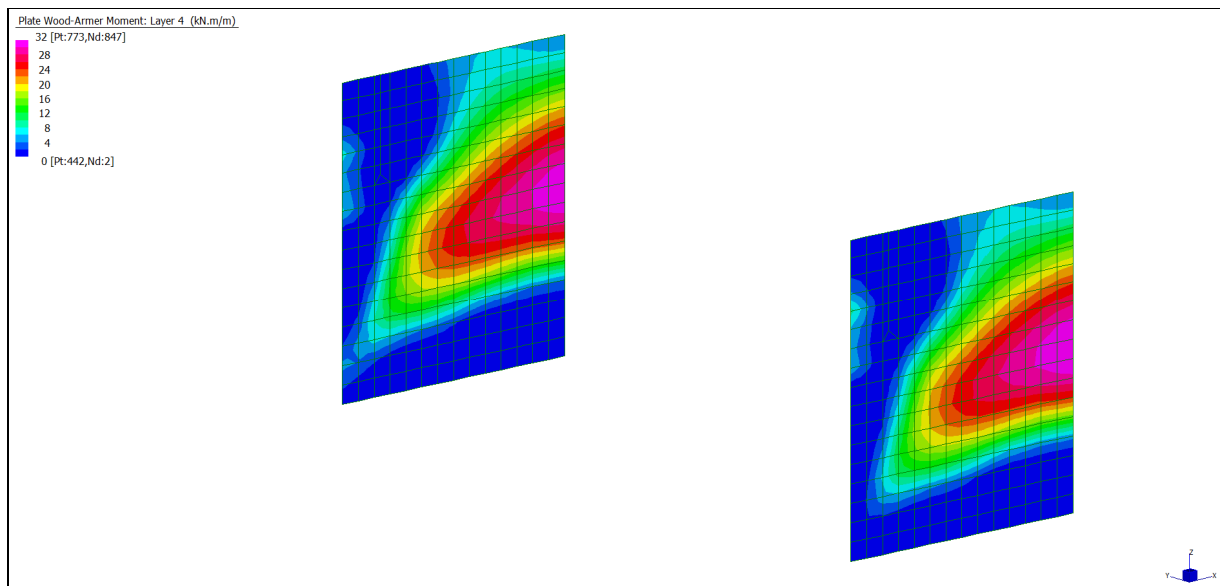


Layer 2 – Momento direzione ZZ Lato Terra (S.L.E. Quasi permanente)

Note de des culées Pont sur le Dora - Relazione di calcolo Ponte sulla Dora

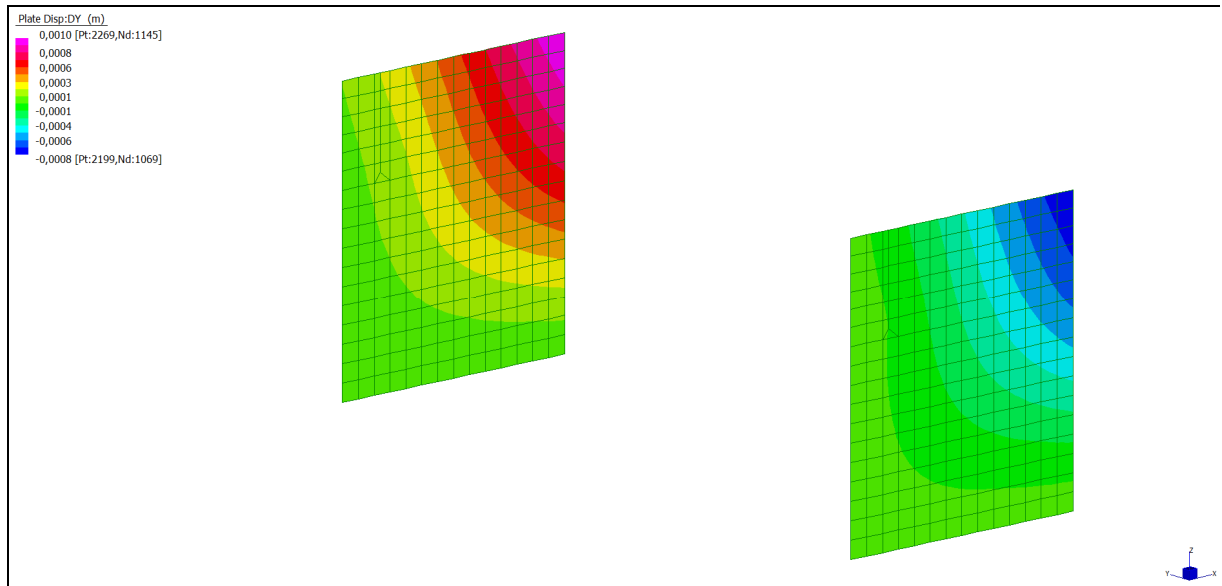


Layer 3 – Momento direzione XX Lato Valle (S.L.E. Quasi permanente)



Layer 4 – Momento direzione ZZ Lato Valle (S.L.E. Quasi permanente)

Note de des culées Pont sur le Dora - Relazione di calcolo Ponte sulla Dora



Spostamento dy_{max} (S.L.E. Quasi permanente)

VERIFICHE A FLESSIONE

Le verifiche riportate nel seguito tengono conto di valori sollecitanti prelevati dal modello, a meno dello spessore degli elementi ed escludendo i valori di picco dovuti alla precisione della mesh.

Nel presente elemento strutturale si dispone un'armatura base pari a $\Phi 20/20$ in direzione verticale e $\Phi 14/20$ in direzione orizzontale. Pertanto i momenti resistenti risultano rispettivamente pari a: $M_{Rd,vert} = 244$ kNm/m in direzione verticale e $M_{Rd,oriz} = 129$ kNm/m in direzione orizzontale.

Nelle verifiche che seguono si sono considerate le sezioni maggiormente sollecitate e in particolare lo strato più esterno è comprensivo sia delle armature base che quelle integrative.

SLU	b	h	d ₁	d ₂	Armatura		m _{Ed}	m _{Rd}	VER
	cm	cm	cm	cm	As ₁	As ₂	kNm/m	kNm/m	
Muri di ala (dir.Oriz. Lato Terra)-L1	100	50	44	44	φ14/20	φ20/20	328	374	SI
Muri di ala (dir.Vert. Lato Terra)-L2	100	50	42	42	φ20/20	φ20/20	375	461	SI
Muri di ala (dir.Oriz. Lato Valle)-L3	100	50	44	-	φ14/20	-	91	129	SI
Muri di ala (dir.Vert. Lato Valle)-L4	100	50	42	-	φ20/20	-	109	244	SI

Tabella verifiche flessionali (S.L.U.) – Muri d'ala

Verifica tenso-flessione SLU	b	h	d ₁	d ₂	d ₃	d'	Armatura				n _{Ed}	m _{Ed}	m _{Rd}	VER
	cm	cm	cm	cm	cm	cm	As ₁	As ₂	As ₃	As'	kN/m	kNm/m	kNm/m	
Base muro (dir. Vert.)-L2/L4	100	50	42	-	-	8	φ20/10	-	-	φ20/10	+2127	67*	78	SI

Tabella verifica a tenso-flessione (S.L.U.) – Muri d'ala

* Nota: momento flettente della combinazione corrispondente allo sforzo normale massimo di trazione.

VERIFICHE A TAGLIO

Sono state effettuate le verifiche al taglio considerando la minore delle armature longitudinali, di seguito si riportano i risultati ottenuti. Si dispone apposita armatura solo quando si eccede la resistenza a taglio V_{Rd} al di fuori della distanza d dal filo appoggio.

SLU	b	h	d	A _c	A _{s1}	ρ _l	k	v _{min}	V _{Ed}	V _{Rd}	VER	A _{sw}	α	ϑ	V _{Ed}	V _{Rsd}	V _{Rcd}	VER
	cm	cm	cm	cm ²		-	-	N/mm ²	kN/m	kN/m			[°]	[°]	kN/m	kN/m	kN/m	
Vxy (oriz)	100	50	44	5000	φ14/20	0,0017	1,674	0,378	532	166	-	φ10/20/20	90	26,6	532	608	1119	SI
Vzy (vert)	100	50	42	5000	φ20/20	0,0037	1,690	0,384	486	179	-	φ10/20/20	90	26,6	486	580	1068	SI

Tabella verifiche a taglio (S.L.U.)_ Muri d'ala

Note de des culées Pont sur le Dora - Relazione di calcolo Ponte sulla Dora

VERIFICHE A SLE

Si deve verificare che le tensioni nell'acciaio e nel calcestruzzo, nonché i limiti di apertura fessure, non eccedano le seguenti quantità:

[combinazione rara] $\sigma_c < 0,60 \cdot f_{ck} = 14,94 \text{ N/mm}^2$; $\sigma_s < 0,8 \cdot f_{yk} = 360 \text{ N/mm}^2$

[combinazione frequente] $w \leq 0,40 \text{ mm}$;

[combinazione quasi permanente] $w \leq 0,30 \text{ mm}$; $\sigma_c < 0,45 \cdot f_{ck} = 11,21 \text{ N/mm}^2$

SLE RARA	b	h	d ₁	d ₂	Armatura		m _{Ed}	σ _c		σ _s	
	cm	cm	cm	cm	As ₁	As ₂	kNm/m	N/mm ²	N/mm ²	N/mm ²	N/mm ²
Muri di ala (dir.Oriz. Lato Terra)-L1	100	50	44	44	φ14/20	φ20/20	113	4,00	≤ 14,94	123	≤ 360
Muri di ala (dir.Vert. Lato Terra)-L2	100	50	42	42	φ20/20	φ20/20	181	6,26	≤ 14,94	157	≤ 360
Muri di ala (dir.Oriz. Lato Valle)-L3	100	50	44	-	φ14/20	-	36	1,95	≤ 14,94	114	≤ 360
Muri di ala (dir.Vert. Lato Valle)-L4	100	50	42	-	φ20/20	-	48	2,12	≤ 14,94	80	≤ 360

Tabella verifica limitazione tensioni (S.L.E. Rara) – Muri d'ala

SLE FREQUENTE	b	h	d ₁	d ₂	Armatura		m _{Ed}	w _k	
	cm	cm	cm	cm	As ₁	As ₂	kNm/m	mm	mm
Muri di ala (dir.Oriz. Lato Terra)-L1	100	50	44	44	φ14/20	φ20/20	94	0,07	≤ 0,40
Muri di ala (dir.Vert. Lato Terra)-L2	100	50	42	42	φ20/20	φ20/20	159	0,18	≤ 0,40
Muri di ala (dir.Oriz. Lato Valle)-L3	100	50	44	-	φ14/20	-	32	0,09	≤ 0,40
Muri di ala (dir.Vert. Lato Valle)-L4	100	50	42	-	φ20/20	-	43	0,07	≤ 0,40

Tabella verifica fessurazione (S.L.E. Frequente) – Muri d'ala

SLE QUASI PERMANENTE	b	h	d ₁	d ₂	Armatura		m _{Ed}	σ _c		w _k	
	cm	cm	cm	cm	As ₁	As ₂	kNm/m	N/mm ²	N/mm ²	mm	mm
Muri di ala (dir.Oriz. Lato Terra)-L1	100	50	44	44	φ14/20	φ20/20	53	1,88	≤ 11,21	0,04	≤ 0,30
Muri di ala (dir.Vert. Lato Terra)-L2	100	50	42	42	φ20/20	φ20/20	107	3,70	≤ 11,21	0,07	≤ 0,30
Muri di ala (dir.Oriz. Lato Valle)-L3	100	50	44	-	φ14/20	-	20	1,09	≤ 11,21	0,06	≤ 0,30
Muri di ala (dir.Vert. Lato Valle)-L4	100	50	42	-	φ20/20	-	32	1,41	≤ 11,21	0,05	≤ 0,30

Tabella verifica limitazione tensioni / fessurazione (S.L.E. Quasi Permanente) – Muri d'ala

Gli spostamenti orizzontali in combinazione Quasi permanente sono compatibili con la funzionalità dell'opera.

12.1.4 Fondazione

INVILUPPO DELLE SOLLECITAZIONI (Fondazione)

Si riportano sinteticamente le sollecitazioni agenti nella fondazione delle spalle in esame restituite dal modello relativamente agli involuppi di sollecitazione di stato limite ultimo e di esercizio.

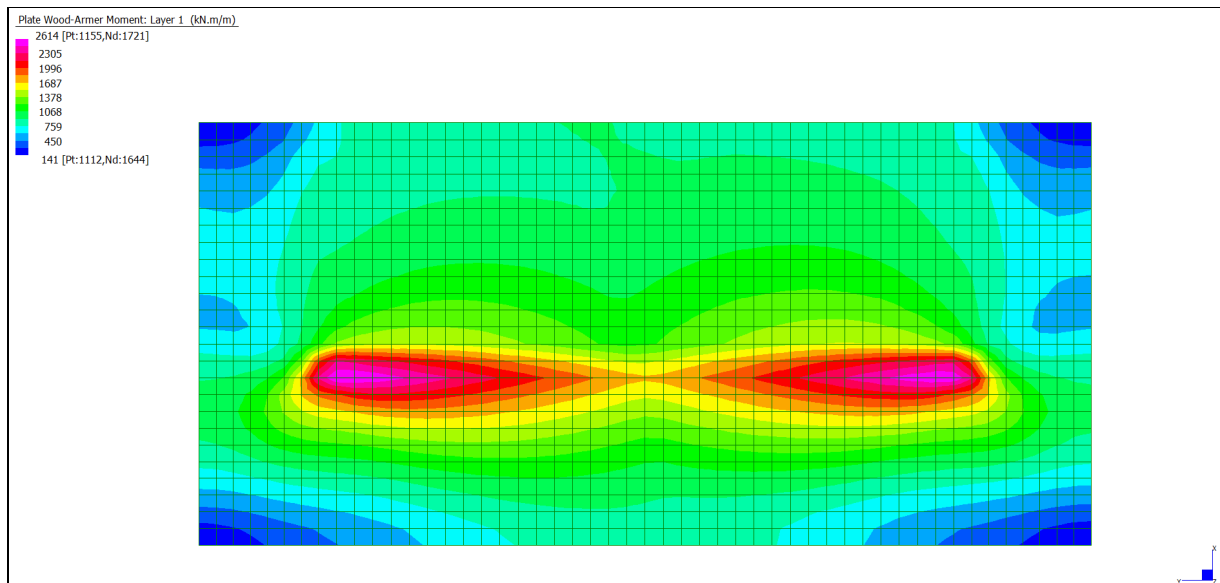
Si precisa che i grafici dei momenti flettenti sono comprensivi del momento torcente.

In riferimento allo SLU sono stati inseriti anche i grafici dello sforzo di taglio.

Per quanto riguarda i grafici relativi alla combinazione SLE RARA, sulla base delle armature previste in fase di calcolo a SLU/SLV, si è verificato il rispetto dei limiti di tensione nel calcestruzzo e nell'acciaio. La verifica è stata condotta calcolando la sollecitazione responsabile del raggiungimento delle tensioni limite e verificando che questa sia sopportabile dalla sezione in funzione delle sue caratteristiche di geometria, materiale e armatura.

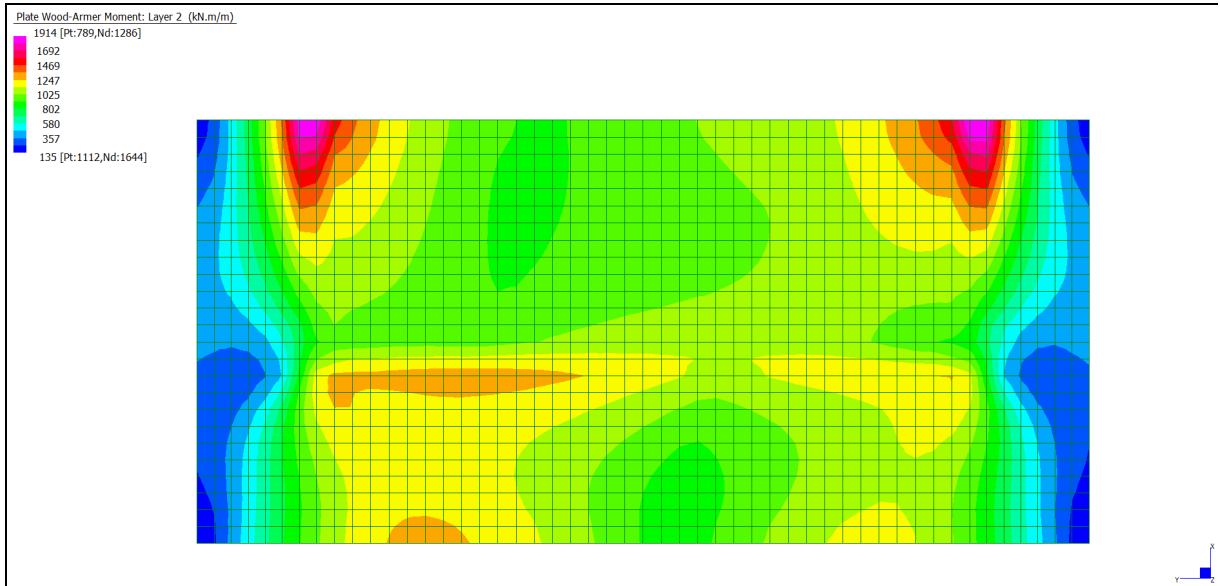
Per le combinazioni frequenti e quasi permanente si è proceduto con la medesima impostazione metodologica considerando però il rispetto dei limiti di tensione nel calcestruzzo e di apertura delle fessure.

Grafici di combinazione di SLU (Fondazione)

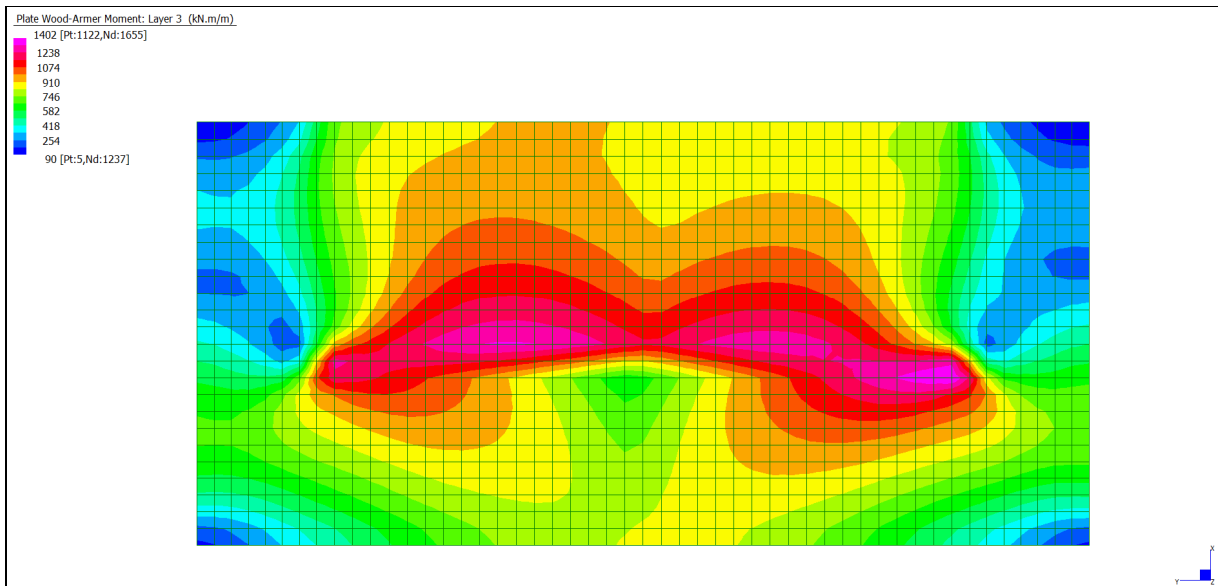


Layer 1 – Momento direzione XX inferiore (S.L.U.)

Note de des culées Pont sur le Dora - Relazione di calcolo Ponte sulla Dora

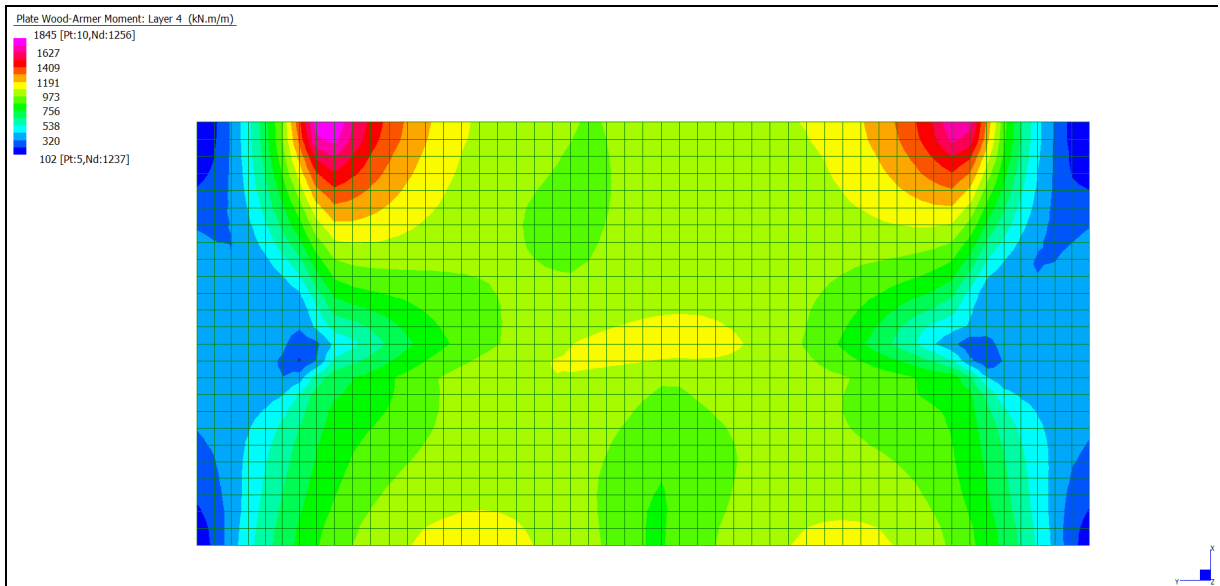


Layer 2 – Momento direzione YY inferiore (S.L.U.)

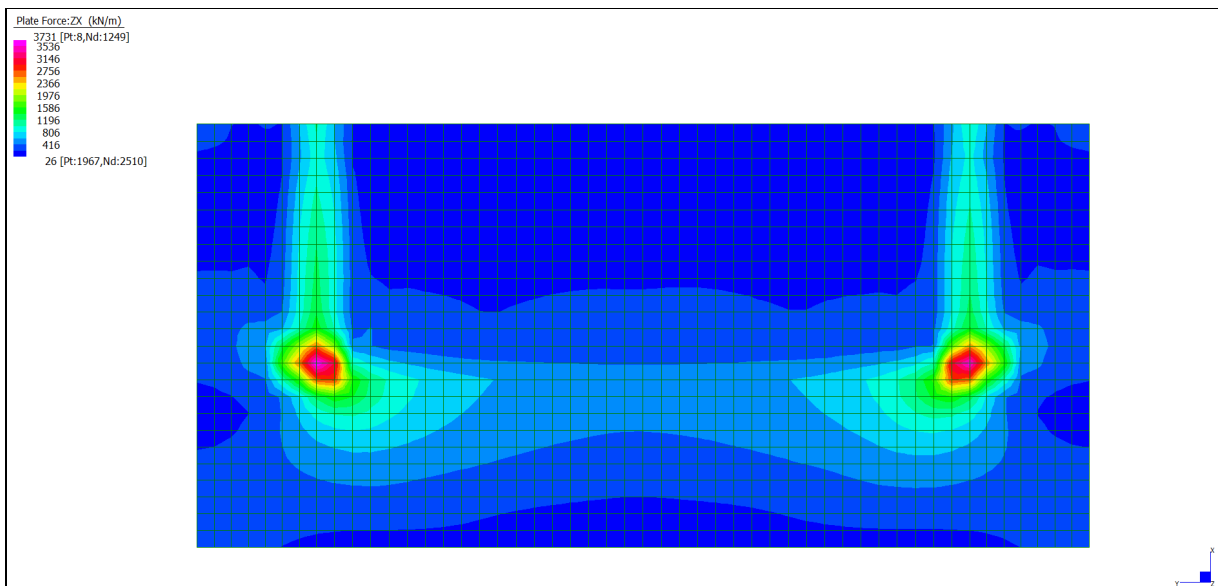


Layer 3 – Momento direzione XX superiore (S.L.U.)

Note de des culées Pont sur le Dora - Relazione di calcolo Ponte sulla Dora

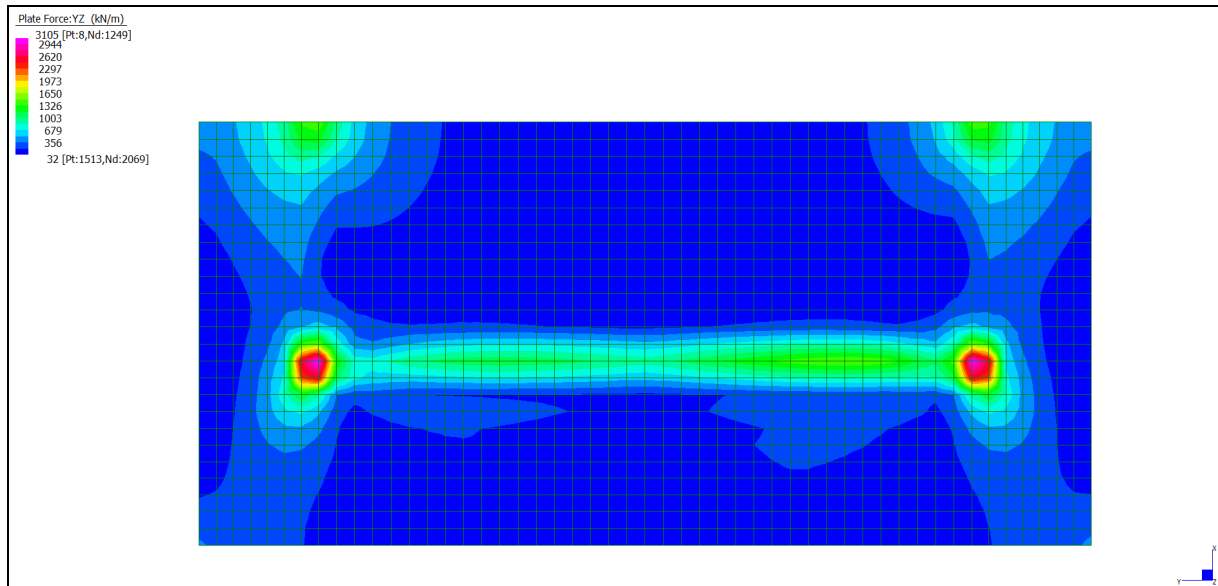


Layer 4 – Momento direzione YY superiore (S.L.U.)



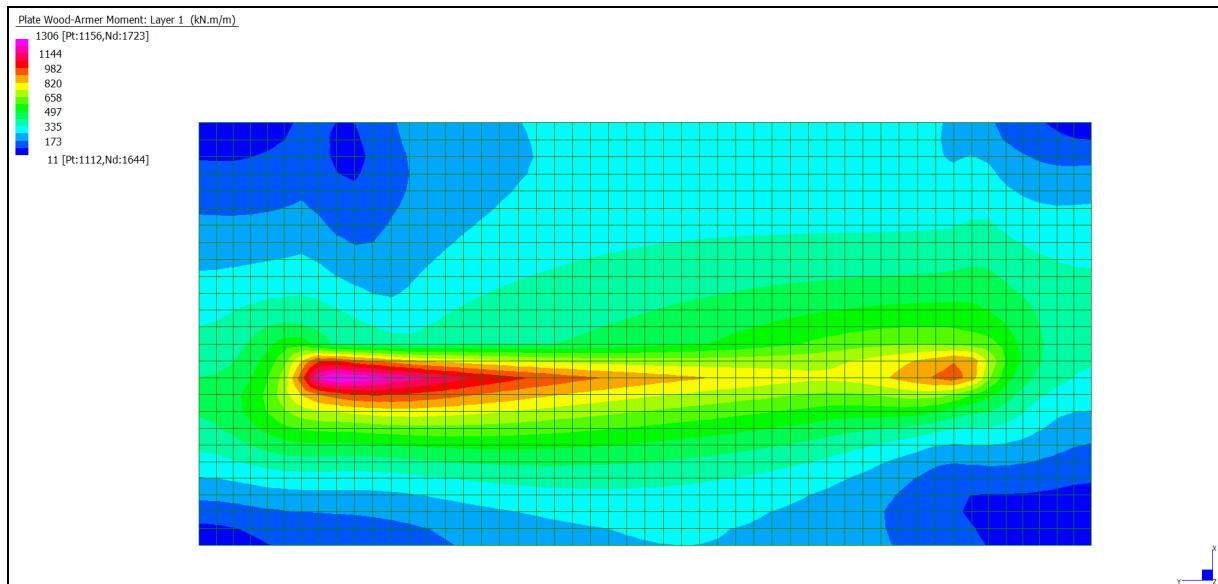
Sforzo di taglio V_{ZX} (S.L.U.)

Note de des culées Pont sur le Dora - Relazione di calcolo Ponte sulla Dora



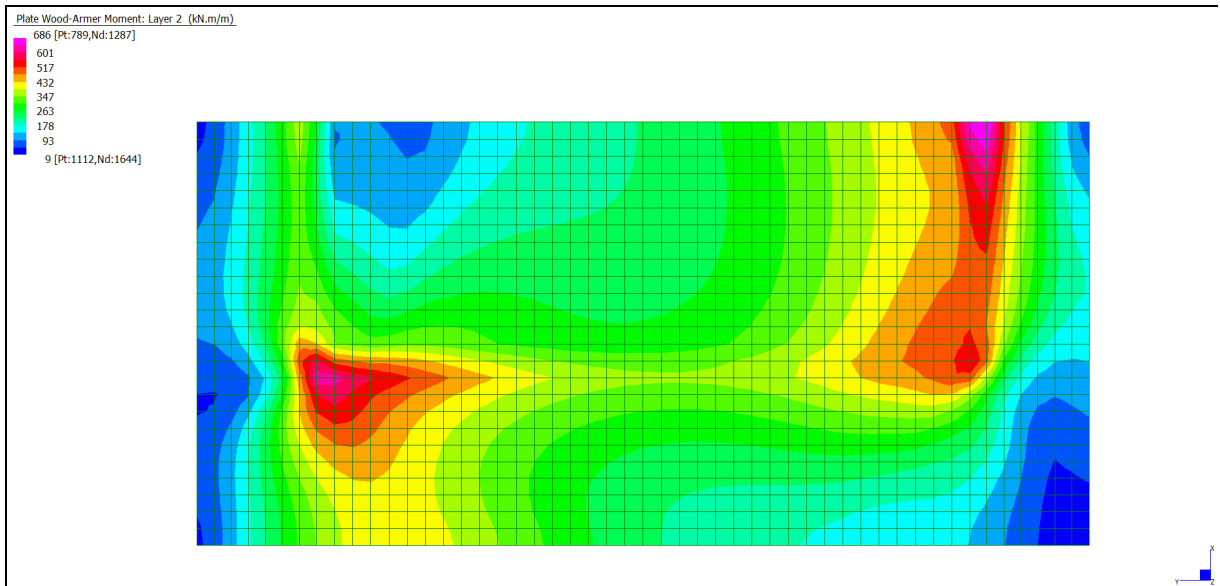
Sforzo di taglio V_{YZ} (S.L.U.)

Grafici di combinazione RARA (Fondazione)

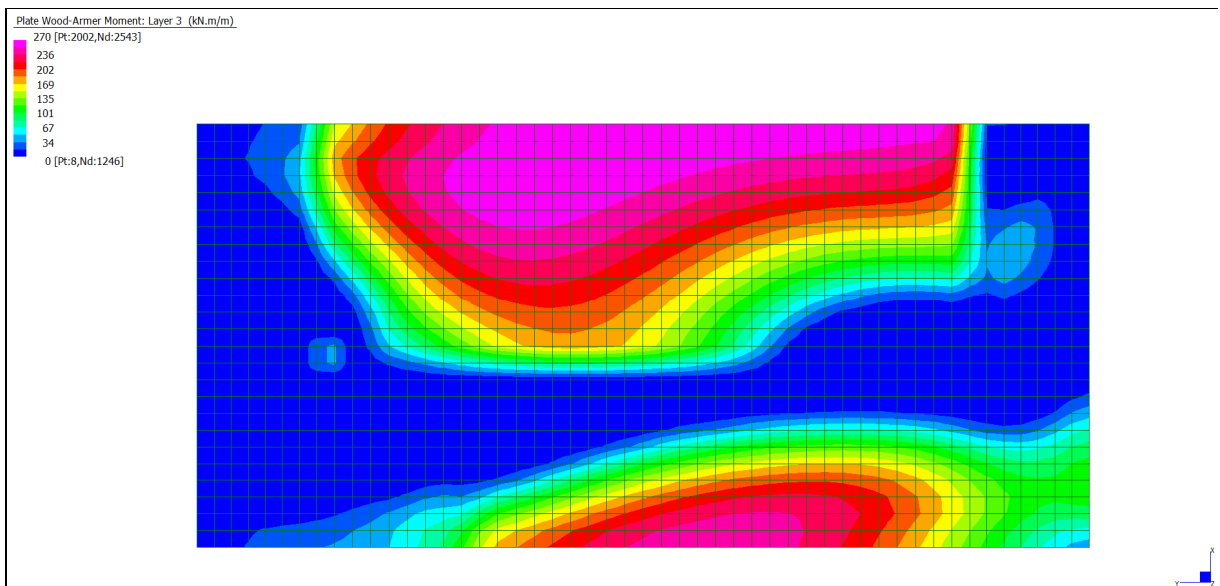


Layer 1 – Momento direzione XX inferiore (S.L.E. Rara)

Note de des culées Pont sur le Dora - Relazione di calcolo Ponte sulla Dora

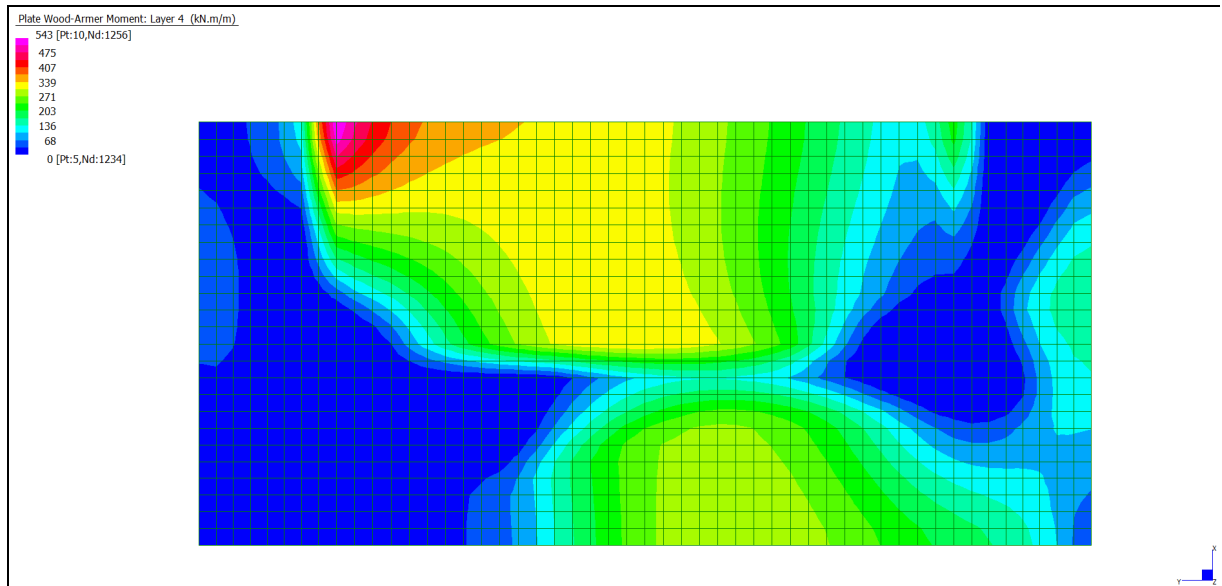


Layer 2 – Momento direzione YY inferiore (S.L.E. Rara)



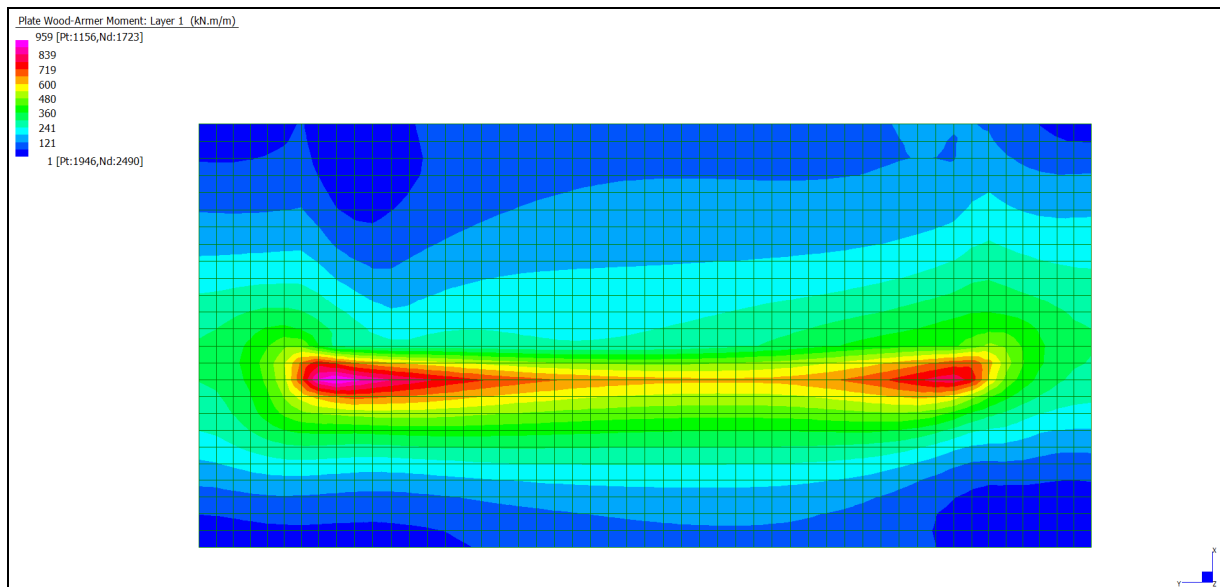
Layer 3 – Momento direzione XX superiore (S.L.E. Rara)

Note de des culées Pont sur le Dora - Relazione di calcolo Ponte sulla Dora



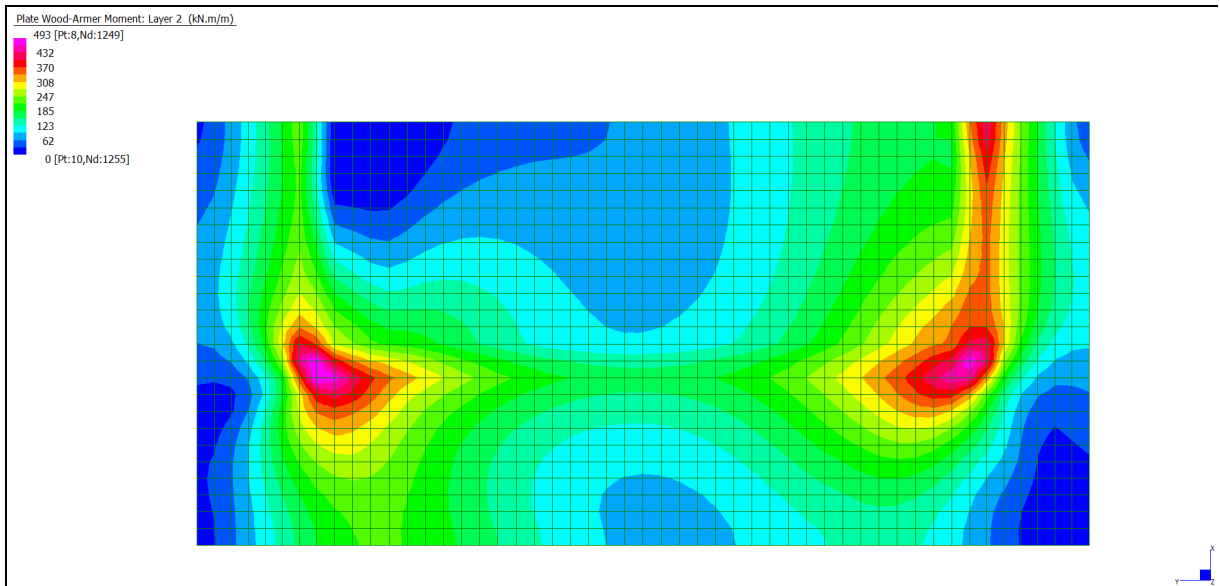
Layer 4 – Momento direzione YY superiore (S.L.E. Rara)

Grafici di combinazione FREQUENTE (Fondazione)

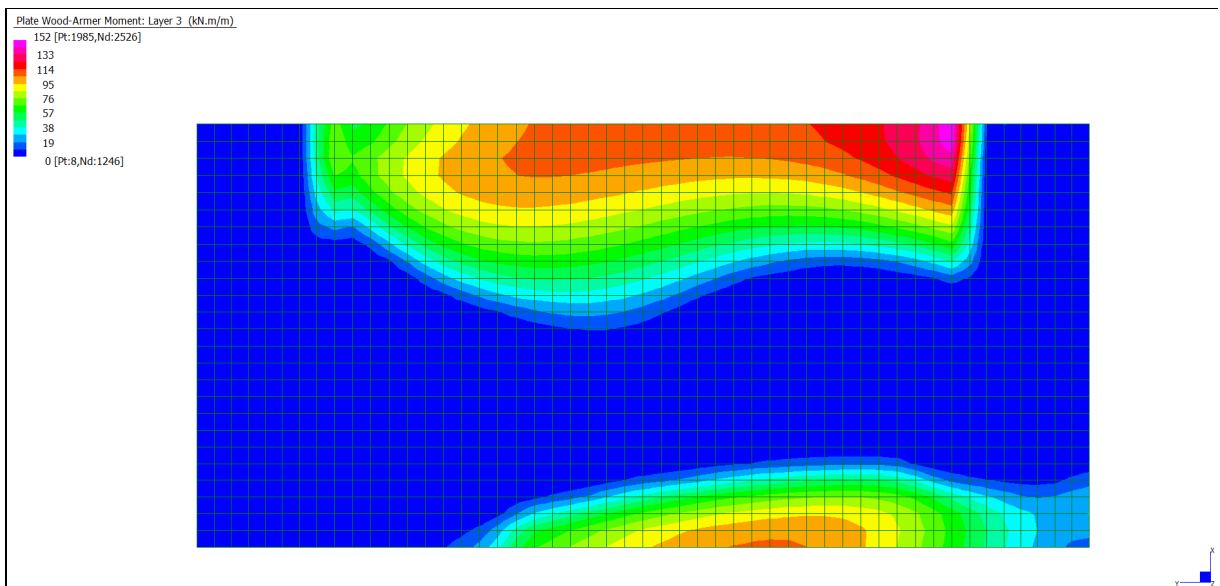


Layer 1 – Momento direzione XX inferiore (S.L.E. Frequente)

Note de des culées Pont sur le Dora - Relazione di calcolo Ponte sulla Dora

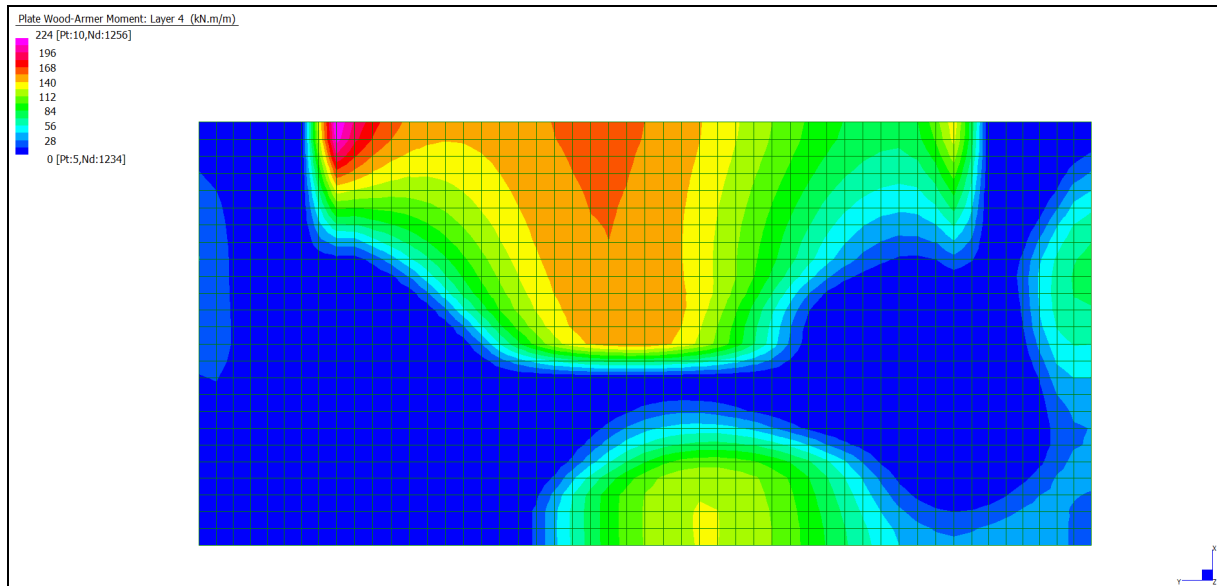


Layer 2 – Momento direzione YY inferiore (S.L.E. Frequente)



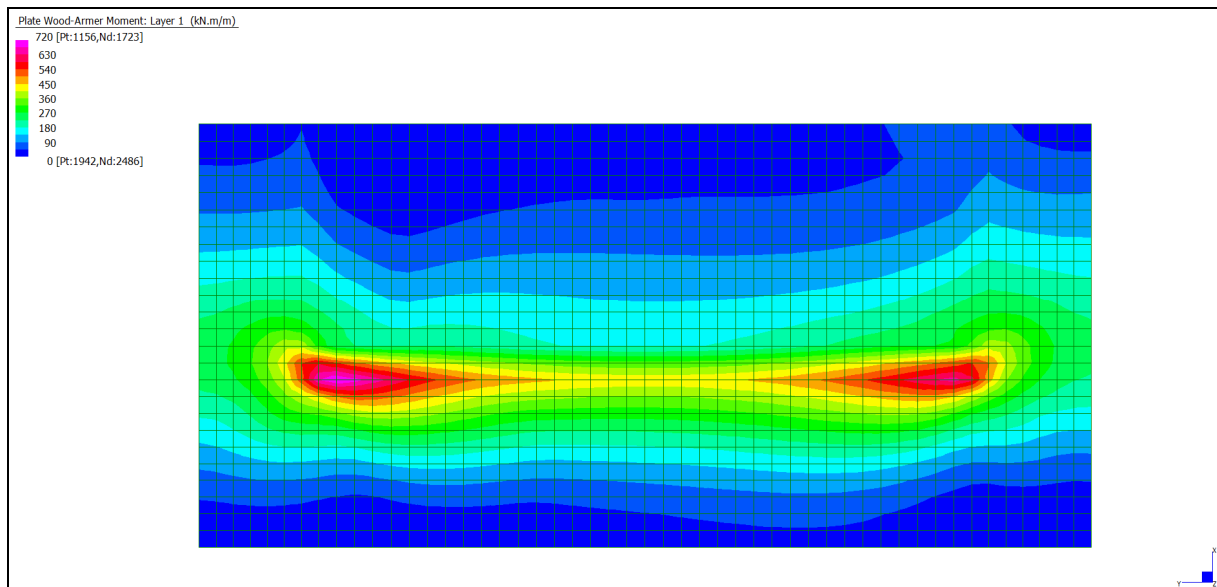
Layer 3 – Momento direzione XX superiore (S.L.E. Frequente)

Note de des culées Pont sur le Dora - Relazione di calcolo Ponte sulla Dora



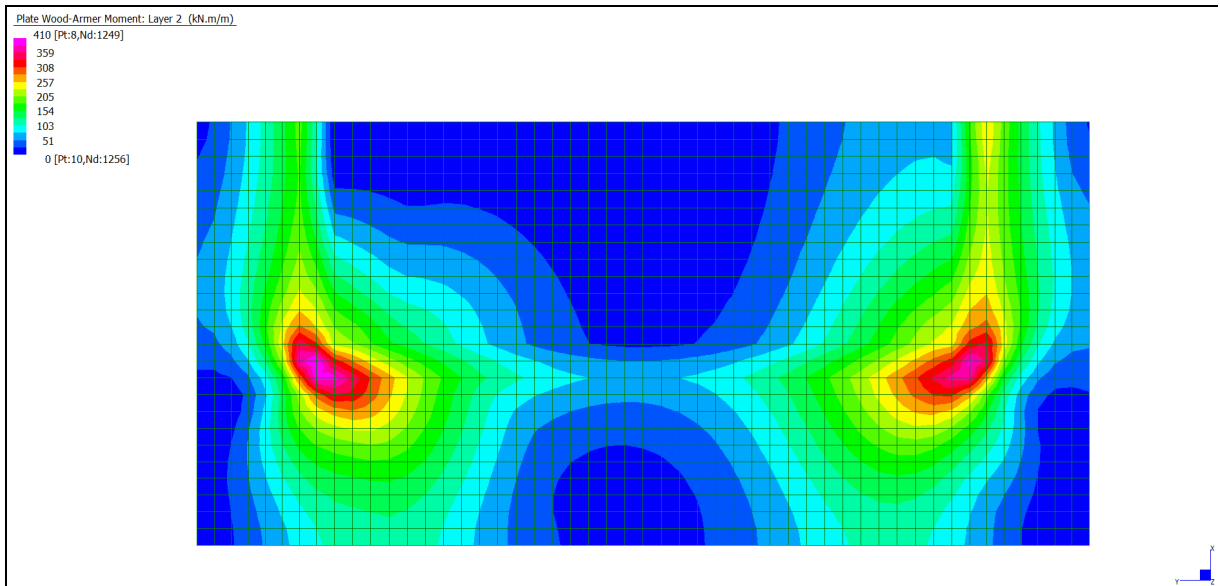
Layer 4 – Momento direzione YY superiore (S.L.E. Frequente)

Grafici di combinazione QUASI PERMANENTE (Fondazione)

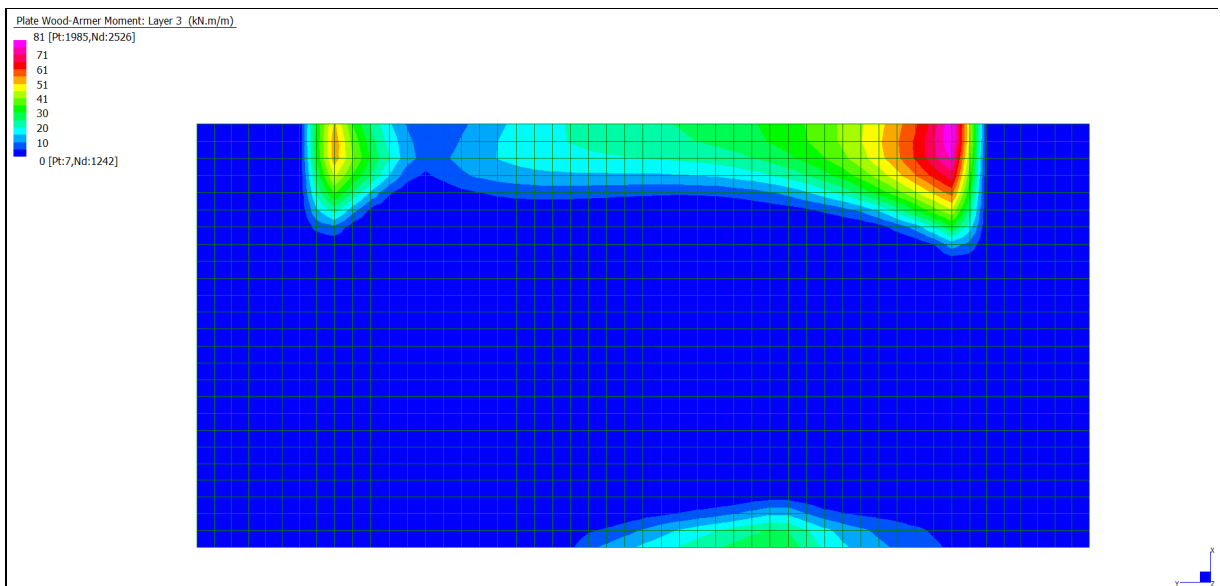


Layer 1 – Momento direzione XX inferiore (S.L.E. Quasi permanente)

Note de des culées Pont sur le Dora - Relazione di calcolo Ponte sulla Dora

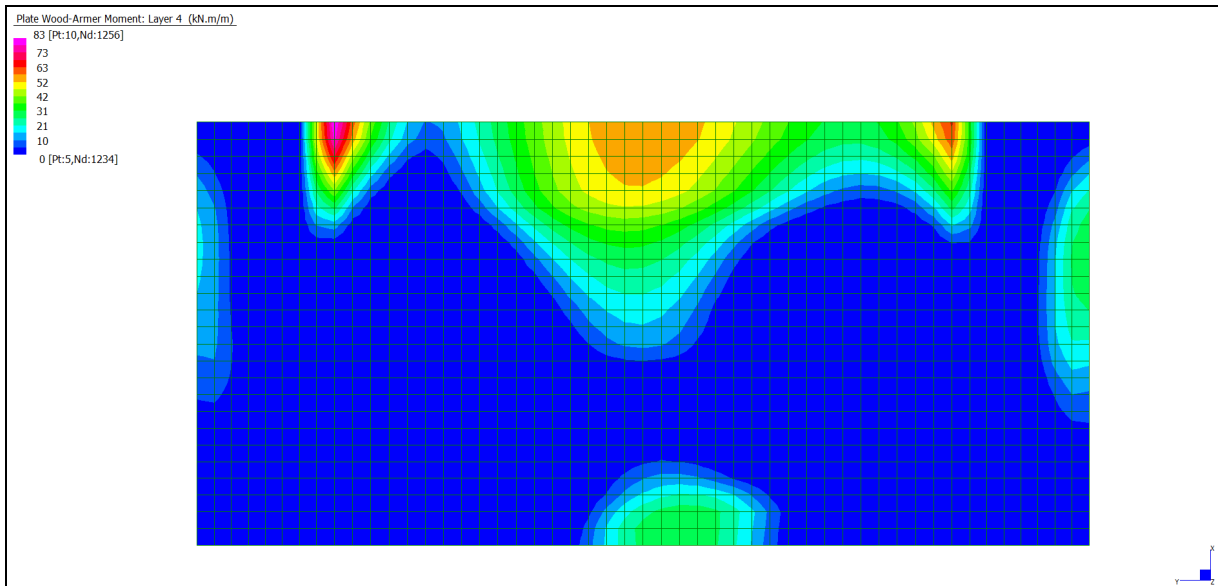


Layer 2 – Momento direzione YY inferiore (S.L.E. Quasi permanente)

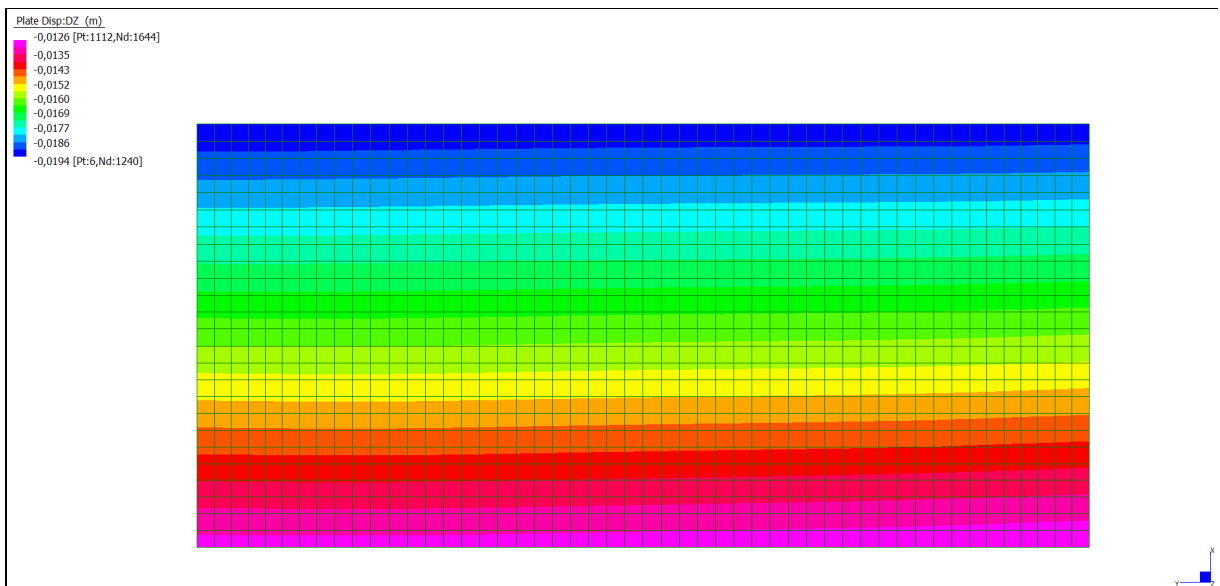


Layer 3 – Momento direzione XX superiore (S.L.E. Quasi permanente)

Note de des culées Pont sur le Dora - Relazione di calcolo Ponte sulla Dora



Layer 4 – Momento direzione YY superiore (S.L.E. Quasi permanente)



Spostamento dz_{min} (S.L.E. Quasi permanente)

Note de des culées Pont sur le Dora - Relazione di calcolo Ponte sulla Dora

VERIFICHE A FLESSIONE

Le verifiche riportate nel seguito tengono conto di valori sollecitanti prelevati dal modello, a meno dello spessore degli elementi ed escludendo i valori di picco dovuti alla precisione della mesh.

Nel presente elemento strutturale si dispone un'armatura base pari a $\Phi 20/10$ in direzione X e $\Phi 20/10$ in direzione Y (sia a livello superiore che inferiore). Pertanto i momenti resistenti risultano rispettivamente pari a: $M_{Rd,X} = 2318$ kNm/m in direzione X e $M_{Rd,Y} = 2293$ kNm/m in direzione Y.

Nelle verifiche che seguono si sono considerate le sezioni maggiormente sollecitate e in particolare lo strato più esterno è comprensivo sia delle armature base che quelle integrative.

SLU	b	h	d ₁	d ₂	Armatura		m _{Ed}	m _{Rd}	VER
	cm	cm	cm	cm	A _{S1}	A _{S2}	kNm/m	kNm/m	
Fondazione (dir XX Inferiore)-L1	100	200	193	188	$\phi 20/10$	$\phi 14/20$	2614	2854	Si
Fondazione (dir YY Inferiore)-L2	100	200	191	-	$\phi 20/10$	-	1914	2293	Si
Fondazione (dir XX Superiore)-L3	100	200	193	-	$\phi 20/10$	-	1402	2318	Si
Fondazione (dir YY Superiore)-L4	100	200	191	-	$\phi 20/10$	-	1845	2293	Si

Tabella verifiche flessionali (S.L.U.) – Fondazione

VERIFICHE A TAGLIO

Sono state effettuate le verifiche al taglio considerando la minore delle armature longitudinali, di seguito si riportano i risultati ottenuti. Si dispone apposita armatura solo quando si eccede la resistenza a taglio V_{Rd} al di fuori della distanza d dal filo appoggio.

SLU	b	h	d	A _c	A _{sl}	ρ_1	k	v _{min}	V _{Ed}	V _{Rd}	VER	A _{sw}	α	ϑ	V _{Ed}	V _{Rsd}	V _{Rcd}	VER
	cm	cm	cm	cm ²		-	-	N/mm ²	kN/m	kN/m			[°]	[°]	kN/m	kN/m	kN/m	
V _{zx}	100	200	193	20000	$\phi 20/10$	0,0016	1,322	0,265	3731	512	-	$\phi 12/20/20$	90	26,6	3731	3838	4906	Si
V _{zy}	100	200	191	20000	$\phi 20/10$	0,0016	1,324	0,266	3105	508	-	$\phi 12/20/20$	90	26,6	3105	3798	4855	Si

Tabella verifiche a taglio (S.L.U.)_ Fondazione

Note de des culées Pont sur le Dora - Relazione di calcolo Ponte sulla Dora

VERIFICHE A SLE

Si deve verificare che le tensioni nell'acciaio e nel calcestruzzo, nonché i limiti di apertura fessure, non eccedano le seguenti quantità:

[combinazione rara] $\sigma_c < 0,60 \cdot f_{ck} = 14,94 \text{ N/mm}^2$; $\sigma_s < 0,8 \cdot f_{yk} = 360 \text{ N/mm}^2$

[combinazione frequente] $w \leq 0,40 \text{ mm}$;

[combinazione quasi permanente] $w \leq 0,30 \text{ mm}$; $\sigma_c < 0,45 \cdot f_{ck} = 11,21 \text{ N/mm}^2$

SLE RARA	b	h	d ₁	d ₂	Armatura		m _{Ed}	σ _c		σ _s	
	cm	cm	cm	cm	As ₁	As ₂	kNm/m	N/mm ²	N/mm ²	N/mm ²	N/mm ²
Fondazione (dir XX Inferiore)-L1	100	200	193	188	φ20/10	φ14/20	1306	3,50	≤ 14,94	189	≤ 360
Fondazione (dir YY Inferiore)-L2	100	200	191	-	φ20/10	-	686	2,03	≤ 14,94	122	≤ 360
Fondazione (dir XX Superiore)-L3	100	200	193	-	φ20/10	-	270	0,78	≤ 14,94	48	≤ 360
Fondazione (dir YY Superiore)-L4	100	200	191	-	φ20/10	-	543	1,60	≤ 14,94	97	≤ 360

Tabella verifica limitazione tensioni (S.L.E. Rara) – Fondazione

SLE FREQUENTE	b	h	d ₁	d ₂	Armatura		m _{Ed}	w _k	
	cm	cm	cm	cm	As ₁	As ₂	kNm/m	mm	mm
Fondazione (dir XX Inferiore)-L1	100	200	193	188	φ20/10	φ14/20	959	0,08	≤ 0,40
Fondazione (dir YY Inferiore)-L2	100	200	191	-	φ20/10	-	493	0,07	≤ 0,40
Fondazione (dir XX Superiore)-L3	100	200	193	-	φ20/10	-	152	0,02	≤ 0,40
Fondazione (dir YY Superiore)-L4	100	200	191	-	φ20/10	-	224	0,03	≤ 0,40

Tabella verifica fessurazione (S.L.E. Frequente) – Fondazione

SLE QUASI PERMANENTE	b	h	d ₁	d ₂	Armatura		m _{Ed}	σ _c		w _k	
	cm	cm	cm	cm	As ₁	As ₂	kNm/m	N/mm ²	N/mm ²	mm	mm
Fondazione (dir XX Inferiore)-L1	100	200	193	188	φ20/10	φ14/20	720	1,93	≤ 11,21	0,06	≤ 0,30
Fondazione (dir YY Inferiore)-L2	100	200	191	-	φ20/10	-	410	1,21	≤ 11,21	0,06	≤ 0,30
Fondazione (dir XX Superiore)-L3	100	200	193	-	φ20/10	-	81	0,24	≤ 11,21	0,01	≤ 0,30
Fondazione (dir YY Superiore)-L4	100	200	191	-	φ20/10	-	83	0,25	≤ 11,21	0,01	≤ 0,30

Tabella verifica limitazione tensioni / fessurazione (S.L.E. Quasi Permanente) – Fondazione

Gli spostamenti verticali in combinazione Quasi permanente sono compatibili con la funzionalità dell'opera.

12.2 MURI ANDATORI

INVILUPPO DELLE SOLLECITAZIONI (Fondazione)

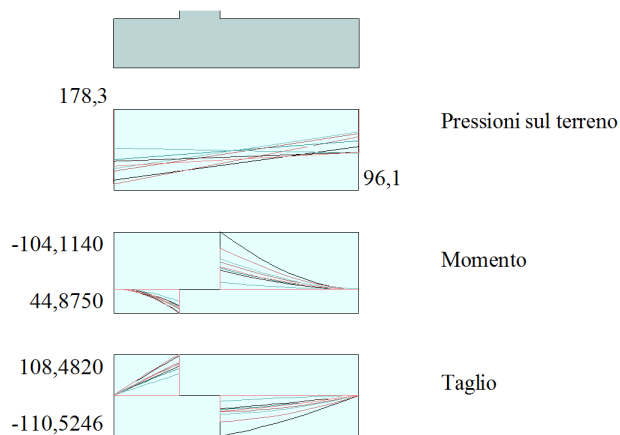
Inviluppo combinazioni SLU (fondazione di valle)

L'ascissa X (espressa in m) è considerata positiva verso monte
 con origine in corrispondenza dell'estremo libero della fondazione di valle
 Momento positivo se tende le fibre inferiori, espresso in [kNm]
 Taglio positivo se diretto verso l'alto, espresso in [kN]

Nr.	X	Mmin	Mmax	Tmin	Tmax
10,00	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000
2 0,08	0,3042	0,4754	7,5913	11,8487	
3 0,16	1,2122	1,8899	15,0940	23,4750	
4 0,24	2,7169	4,2255	22,5083	34,8790	
5 0,32	4,8112	7,4646	29,8340	46,0607	
6 0,40	7,4880	11,5893	37,0712	57,0200	
7 0,48	10,7402	16,5818	44,2198	67,7571	
8 0,56	14,5608	22,4245	51,2800	78,2718	
9 0,64	18,9427	29,0994	58,2516	88,5642	
100,72	23,8787	36,5888	65,1347	98,6343	
110,80	29,3619	44,8750	71,9293	108,4820	

Inviluppo combinazioni SLU (fondazione di monte)

Nr.	X	Mmin	Mmax	Tmin	Tmax
10,00	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000
2 0,17	-1,2242	-0,4071	-14,2823	-4,7238	
3 0,34	-4,8153	-1,5838	-27,8469	-9,0537	
4 0,51	-10,6514	-3,4630	-40,6937	-12,9895	
5 0,68	-18,6105	-5,9779	-52,8228	-16,5313	
6 0,85	-28,5705	-9,0613	-64,2341	-19,6791	
7 1,02	-40,4094	-12,6464	-74,9277	-22,4328	
8 1,19	-54,0052	-16,6662	-84,9035	-24,7926	
9 1,36	-69,2359	-21,0536	-94,1616	-26,7584	
101,53	-85,9795	-25,7417	-102,7020	-28,3301	
111,70	-104,1140	-30,6635	-110,5246	-29,5079	



Inviluppo sollecitazioni (SLU)_Fondazione

Note de des culées Pont sur le Dora - Relazione di calcolo Ponte sulla Dora

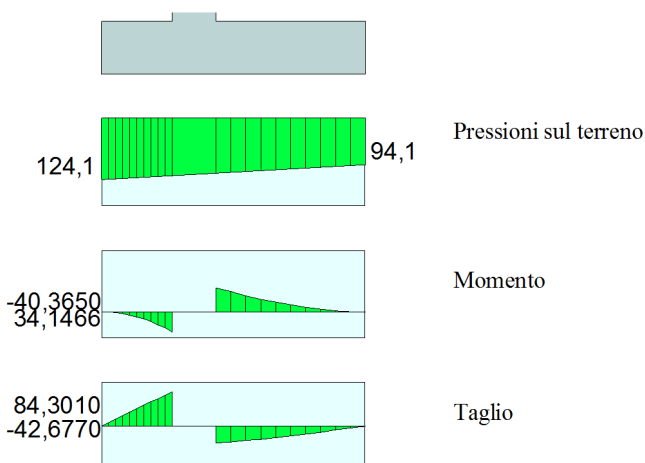
Combinazione n° 15 RARA (fondazione di valle)

L'ascissa X(espressa in m) è considerata positiva verso monte
 con origine in corrispondenza dell'estremo libero della fondazione di valle
 Momento positivo se tende le fibre inferiori, espresso in kNm
 Taglio positivo se diretto verso l'alto, espresso in kN

Nr.	X	M	T
1	0,00	0,0000	0,0000
2	0,08	0,3491	8,7178
3	0,16	1,3931	17,3716
4	0,24	3,1269	25,9615
5	0,32	5,5453	34,4875
6	0,40	8,6432	42,9496
7	0,48	12,4155	51,3477
8	0,56	16,8571	59,6819
9	0,64	21,9629	67,9522
10	0,72	27,7278	76,1585
11	0,80	34,1466	84,3010

Combinazione n° 15 RARA (fondazione di monte)

Nr.	X	M	T
1	0,00	0,0000	0,0000
2	0,17	-0,4773	-5,5667
3	0,34	-1,8763	-10,8448
4	0,51	-4,1481	-15,8342
5	0,68	-7,2436	-20,5349
6	0,85	-11,1136	-24,9469
7	1,02	-15,7092	-29,0703
8	1,19	-20,9812	-32,9050
9	1,36	-26,8805	-36,4510
10	1,53	-33,3582	-39,7083
11	1,70	-40,3650	-42,6770



Involuppo sollecitazioni (SLE Rara)_Fondazione

Note de des culées Pont sur le Dora - Relazione di calcolo Ponte sulla Dora

Combinazione n° 14 FREQUENTE (fondazione di valle)

L'ascissa X(espressa in m) è considerata positiva verso monte
 con origine in corrispondenza dell'estremo libero della fondazione di valle

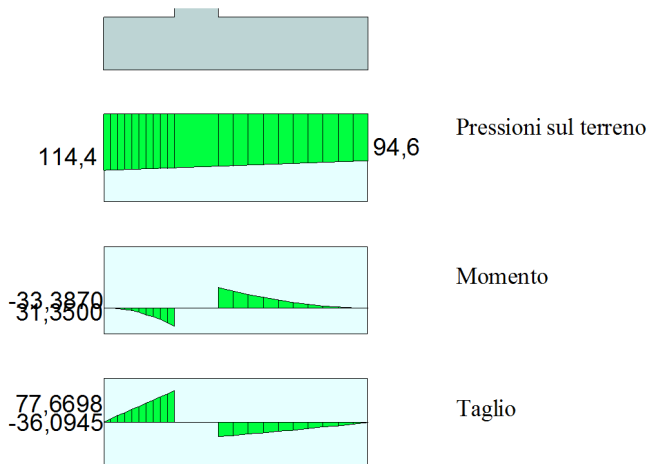
Momento positivo se tende le fibre inferiori, espresso in kNm

Taglio positivo se diretto verso l'alto, espresso in kN

Nr.	X	M	T
1	0,00	0,0000	0,0000
2	0,08	0,3186	7,9574
3	0,16	1,2721	15,8725
4	0,24	2,8570	23,7452
5	0,32	5,0702	31,5757
6	0,40	7,9080	39,3638
7	0,48	11,3672	47,1096
8	0,56	15,4444	54,8131
9	0,64	20,1362	62,4744
10	0,72	25,4392	70,0932
11	0,80	31,3500	77,6698

Combinazione n° 14 FREQUENTE (fondazione di monte)

Nr.	X	M	T
1	0,00	0,0000	0,0000
2	0,17	-0,3826	-4,4692
3	0,34	-1,5087	-8,7474
4	0,51	-3,3459	-12,8345
5	0,68	-5,8616	-16,7305
6	0,85	-9,0234	-20,4355
7	1,02	-12,7988	-23,9494
8	1,19	-17,1554	-27,2722
9	1,36	-22,0606	-30,4040
10	1,53	-27,4819	-33,3448
11	1,70	-33,3870	-36,0945



Inviluppo sollecitazioni (SLE Frequente)_Fondazione

Note de des culées Pont sur le Dora - Relazione di calcolo Ponte sulla Dora

Combinazione n° 13 QUASI PERMANENTE (fondazione di valle)

L'ascissa X(espressa in m) è considerata positiva verso monte
 con origine in corrispondenza dell'estremo libero della fondazione di valle

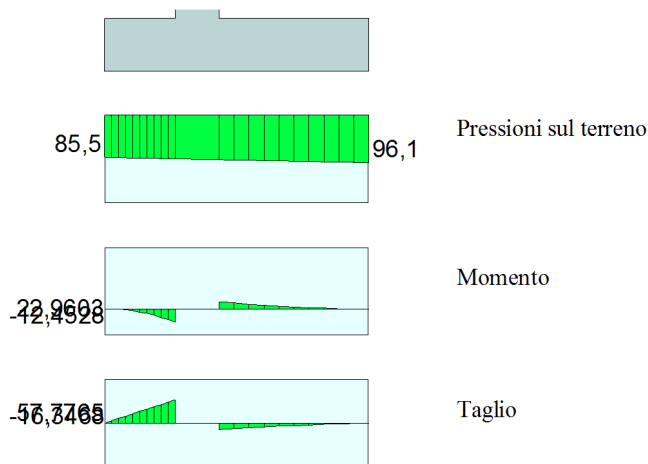
Momento positivo se tende le fibre inferiori, espresso in kNm

Taglio positivo se diretto verso l'alto, espresso in kN

Nr.	X	M	T
1	0,00	0,0000	0,0000
2	0,08	0,2269	5,6762
3	0,16	0,9088	11,3750
4	0,24	2,0475	17,0963
5	0,32	3,6448	22,8401
6	0,40	5,7025	28,6065
7	0,48	8,2224	34,3954
8	0,56	11,2064	40,2069
9	0,64	14,6561	46,0409
10	0,72	18,5735	51,8974
11	0,80	22,9603	57,7765

Combinazione n° 13 QUASI PERMANENTE (fondazione di monte)

Nr.	X	M	T
1	0,00	0,0000	0,0000
2	0,17	-0,0986	-1,1766
3	0,34	-0,4058	-2,4551
4	0,51	-0,9391	-3,8353
5	0,68	-1,7156	-5,3173
6	0,85	-2,7527	-6,9011
7	1,02	-4,0677	-8,5866
8	1,19	-5,6779	-10,3740
9	1,36	-7,6006	-12,2631
10	1,53	-9,8532	-14,2541
11	1,70	-12,4528	-16,3468



Inviluppo sollecitazioni (SLE Quasi permanente)_Fondazione

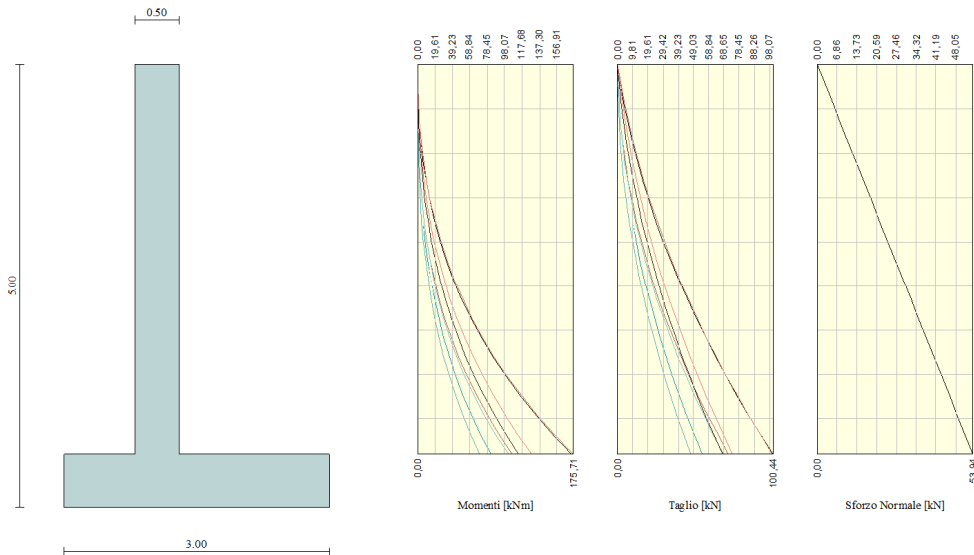
INVILUPPO DELLE SOLLECITAZIONI (Paramento)

Si riportano di seguito le sollecitazioni agenti nel paramento della spalla:

Inviluppo combinazioni SLU

L'ordinata Y (espressa in [m]) è considerata positiva verso il basso con origine in testa al muro
 Momento positivo se tende le fibre contro terra (a monte), espresso in [kNm]
 Sforzo normale positivo di compressione, espresso in [kN]
 Taglio positivo se diretto da monte verso valle, espresso in [kN]

Nr.	Y	Nmin	Nmax	Mmin	Mmax	Tmin	Tmax
10,00	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000
2 0,22	2,6969	2,6969	2,6969	0,0253	0,2276	0,2729	2,1207
3 0,44	5,3937	5,3937	5,3937	0,1391	0,9558	0,8058	4,5505
4 0,66	8,0906	8,0906	8,0906	0,3989	2,2521	1,5989	7,2841
5 0,88	10,7875	10,7875	10,7875	0,8617	4,1830	2,6519	10,3203
6 1,10	13,4844	13,4844	13,4844	1,5848	6,8152	3,9650	13,6591
7 1,32	16,1812	16,1812	16,1812	2,6254	10,2152	5,5382	17,3005
8 1,54	18,8781	18,8781	18,8781	4,0407	14,4496	7,3714	21,2445
9 1,76	21,5750	21,5750	21,5750	5,8879	19,5850	9,4647	25,4911
101,98	24,2718	24,2718	24,2718	8,2242	25,6879	11,8180	30,0403
112,20	26,9687	26,9687	26,9687	11,1069	32,8249	14,4314	34,8920
122,42	29,6656	29,6656	29,6656	14,5931	41,0626	17,3048	40,0464
132,64	32,3625	32,3625	32,3625	18,7400	50,4675	20,4383	45,5033
142,86	35,0593	35,0593	35,0593	23,6050	61,1062	23,8318	51,2628
153,08	37,7562	37,7562	37,7562	29,2451	73,0453	27,4854	57,3249
163,30	40,4531	40,4531	40,4531	35,7176	86,3514	31,3990	63,6897
173,52	43,1499	43,1499	43,1499	43,0798	101,0910	35,5727	70,3569
183,74	45,8468	45,8468	45,8468	51,3887	117,3306	40,0065	77,3268
193,96	48,5437	48,5437	48,5437	60,7017	135,1370	44,7003	84,6727
204,18	51,2406	51,2406	51,2406	71,0759	154,5765	49,6541	92,4213
214,40	53,9374	53,9374	53,9374	82,5661	175,7130	54,8264	100,4391



Inviluppo sollecitazioni (SLU)_Paramento

Note de des culées Pont sur le Dora - Relazione di calcolo Ponte sulla Dora

Combinazione n° 15 RARA

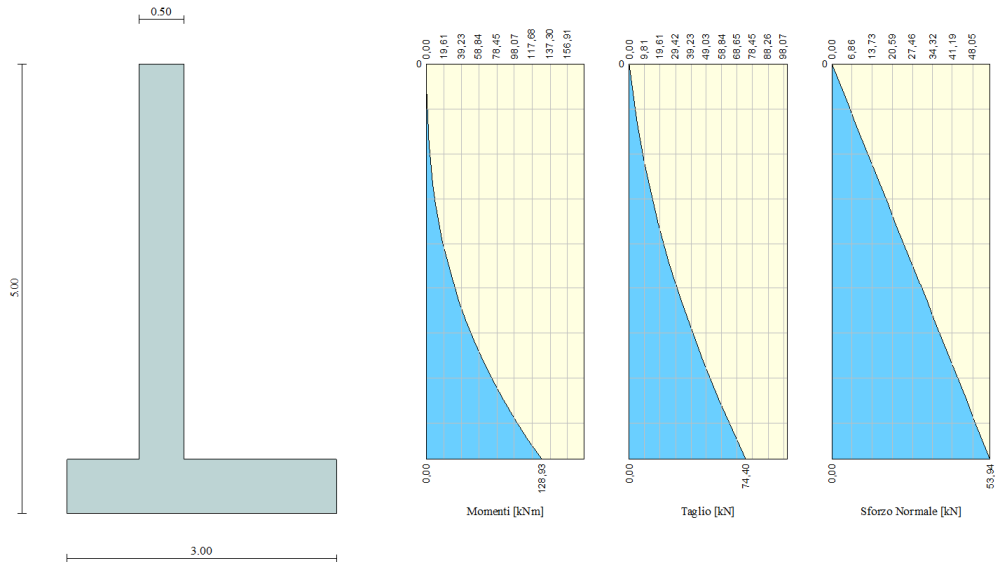
L'ordinata Y (espressa in m) è considerata positiva verso il basso con origine in testa al muro

Momento positivo se tende le fibre contro terra (a monte), espresso in kNm

Sforzo normale positivo di compressione, espresso in kN

Taglio positivo se diretto da monte verso valle, espresso in kN

Nr.	Y	N	M	T
1	0,00	0,0000	0,0000	0,0000
2	0,22	2,6969	0,1564	1,4620
3	0,44	5,3937	0,6610	3,1658
4	0,66	8,0906	1,5668	5,1078
5	0,88	10,7875	2,9259	7,2872
6	1,10	13,4844	4,7905	9,7039
7	1,32	16,1812	7,2130	12,3579
8	1,54	18,8781	10,2454	15,2494
9	1,76	21,5750	13,9401	18,3782
10	1,98	24,2718	18,3492	21,7443
11	2,20	26,9687	23,5250	25,3478
12	2,42	29,6656	29,5197	29,1886
13	2,64	32,3625	36,3854	33,2668
14	2,86	35,0593	44,1745	37,5824
15	3,08	37,7562	52,9391	42,1353
16	3,30	40,4531	62,7314	46,9256
17	3,52	43,1499	73,6037	51,9532
18	3,74	45,8468	85,6083	57,2182
19	3,96	48,5437	98,7972	62,7205
20	4,18	51,2406	113,2227	68,4602
21	4,40	53,9374	128,9348	74,3993



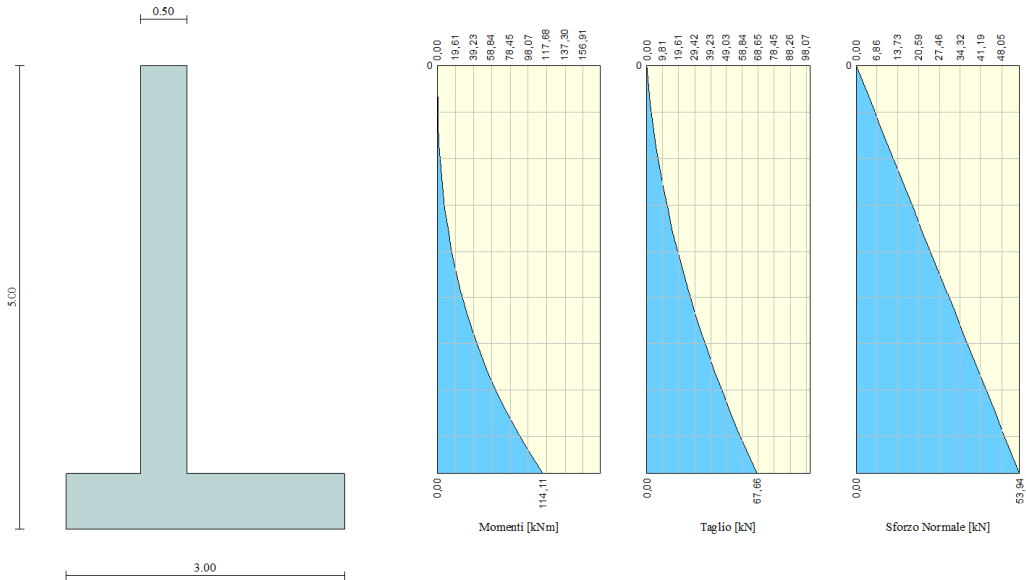
Inviluppo sollecitazioni (SLE Rara)_Paramento

Note de des culées Pont sur le Dora - Relazione di calcolo Ponte sulla Dora

Combinazione n° 14 FREQUENTE

L'ordinata Y (espressa in m) è considerata positiva verso il basso con origine in testa al muro
 Momento positivo se tende le fibre contro terra (a monte), espresso in kNm
 Sforzo normale positivo di compressione, espresso in kN
 Taglio positivo se diretto da monte verso valle, espresso in kN

Nr.	Y	N	M	T
1	0,00	0,0000	0,0000	0,0000
2	0,22	2,6969	0,1195	1,1262
3	0,44	5,3937	0,5132	2,4930
4	0,66	8,0906	1,2338	4,0979
5	0,88	10,7875	2,3337	5,9401
6	1,10	13,4844	3,8649	8,0196
7	1,32	16,1812	5,8797	10,3366
8	1,54	18,8781	8,4304	12,8908
9	1,76	21,5750	11,5691	15,6825
10	1,98	24,2718	15,3481	18,7114
11	2,20	26,9687	19,8195	21,9778
12	2,42	29,6656	25,0357	25,4815
13	2,64	32,3625	31,0488	29,2225
14	2,86	35,0593	37,9110	33,2009
15	3,08	37,7562	45,6746	37,4167
16	3,30	40,4531	54,3918	41,8698
17	3,52	43,1499	64,1147	46,5603
18	3,74	45,8468	74,8957	51,4881
19	3,96	48,5437	86,7869	56,6533
20	4,18	51,2406	99,8406	62,0559
21	4,40	53,9374	114,1067	67,6578



Inviluppo sollecitazioni (SLE Frequente)_Paramento

Note de des culées Pont sur le Dora - Relazione di calcolo Ponte sulla Dora

Combinazione n° 13 QUASI PERMANENTE

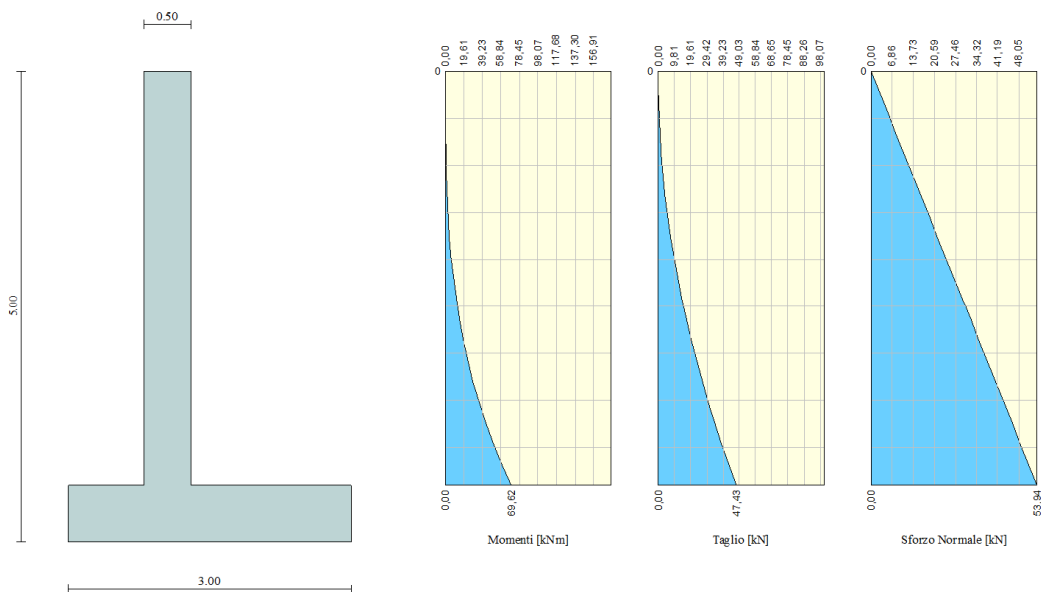
L'ordinata Y (espressa in m) è considerata positiva verso il basso con origine in testa al muro

Momento positivo se tende le fibre contro terra (a monte), espresso in kNm

Sforzo normale positivo di compressione, espresso in kN

Taglio positivo se diretto da monte verso valle, espresso in kN

Nr.	Y	N	M	T
1	0,00	0,0000	0,0000	0,0000
2	0,22	2,6969	0,0087	0,1187
3	0,44	5,3937	0,0696	0,4747
4	0,66	8,0906	0,2350	1,0681
5	0,88	10,7875	0,5570	1,8988
6	1,10	13,4844	1,0879	2,9669
7	1,32	16,1812	1,8799	4,2724
8	1,54	18,8781	2,9851	5,8152
9	1,76	21,5750	4,4560	7,5954
10	1,98	24,2718	6,3445	9,6129
11	2,20	26,9687	8,7030	11,8678
12	2,42	29,6656	11,5838	14,3600
13	2,64	32,3625	15,0389	17,0896
14	2,86	35,0593	19,1206	20,0566
15	3,08	37,7562	23,8812	23,2609
16	3,30	40,4531	29,3728	26,7025
17	3,52	43,1499	35,6477	30,3815
18	3,74	45,8468	42,7581	34,2979
19	3,96	48,5437	50,7562	38,4516
20	4,18	51,2406	59,6942	42,8427
21	4,40	53,9374	69,6221	47,4332



Inviluppo sollecitazioni (SLE Quasi permanente)_Paramento

Note de des culées Pont sur le Dora - Relazione di calcolo Ponte sulla Dora

VERIFICHE A FLESSIONE

Le verifiche riportate nel seguito tengono conto di valori sollecitanti prelevati dal modello.

L'armatura base del paramento è costituita da $\Phi 14/20$ e presenta un momento resistente pari a $M_{Rd} = 123 \text{ kNm/m}$.

L'armatura base della fondazione è costituita da $\Phi 14/20$, sia a livello inferiore che superiore, il momento resistente è pari a $M_{Rd} = 153 \text{ kNm/m}$.

Nelle verifiche che seguono è stata considerata la sezione maggiormente sollecitata, si esegue una sola verifica per ogni sezione in quanto l'armatura è simmetrica.

SLU	b	h	d ₁	d ₂	Armatura		m _{Ed}	m _{Rd}	VER
	cm	cm	cm	cm	A _{s1}	A _{s2}	kNm/m	kNm/m	
Muri andatori (Paramento)	100	50	42	42	$\phi 14/20$	$\phi 14/20$	175	239	Si
Muri andatori (Fondazione)	100	60	52	-	$\phi 14/20$	-	104	153	Si

Tabella verifiche flessionali (S.L.U.)_Muri andatori

VERIFICHE A TAGLIO

Sono state effettuate le verifiche al taglio considerando la minore delle armature longitudinali, di seguito si riportano i risultati ottenuti. Si dispone apposita armatura solo quando si eccede la resistenza a taglio V_{Rd} al di fuori della distanza d dal filo appoggio.

SLU	b	h	d	A _c	A _{s1}	ρ_1	k	v _{min}	V _{Ed}	V _{Rd}	VER
	cm	cm	cm	cm ²		-	-	N/mm ²	kN/m	kN/m	
Paramento	100	50	42	5000	$\phi 14/20$	0,0037	1,690	0,384	100	178	Si
Fondazione	100	60	52	6000	$\phi 14/20$	0,0015	1,620	0,360	111	187	Si

Tabella verifiche a taglio (S.L.U.)_Muri andatori

Note de des culées Pont sur le Dora - Relazione di calcolo Ponte sulla Dora

VERIFICHE A SLE

Si deve verificare che le tensioni nell'acciaio e nel calcestruzzo, nonché i limiti di apertura fessure, non eccedano le seguenti quantità:

[combinazione rara] $\sigma_c < 0,60 \cdot f_{ck} = 14,94 N / mm^2$;

$\sigma_s < 0,8 \cdot f_{yk} = 360 N / mm^2$

[combinazione frequente] $w \leq 0,40$ mm;

[combinazione quasi permanente] $w \leq 0,30$ mm; $\sigma_c < 0,45 \cdot f_{ck} = 11,20 N / mm^2$

SLE RARA	b	h	d ₁	d ₂	Armatura		m _{Ed}	σ _c		σ _s	
	cm	cm	cm	cm	As ₁	As ₂	kNm/m	N/mm ²	N/mm ²	N/mm ²	N/mm ²
Muri andatori (Paramento)	100	50	42	42	φ14/20	φ14/20	129	5,74	≤ 14,94	220	≤ 360
Muri andatori (Fondazione)	100	60	52	-	φ14/20	-	40	1,66	≤ 14,94	107	≤ 360

Tabella verifica limitazione tensioni (S.L.E. Rara) – Muri andatori

SLE FREQUENTE	b	h	d ₁	d ₂	Armatura		m _{Ed}	w _k	
	cm	cm	cm	cm	As ₁	As ₂	kNm/m	mm	mm
Muri andatori (Paramento)	100	50	42	42	φ14/20	φ14/20	114	0,20	≤ 0,40
Muri andatori (Fondazione)	100	60	52	-	φ14/20	-	33	0,10	≤ 0,40

Tabella verifica fessurazione (S.L.E. Frequente) – Muri andatori

SLE QUASI PERMANENTE	b	h	d ₁	d ₂	Armatura		m _{Ed}	σ _c		w _k	
	cm	cm	cm	cm	As ₁	As ₂	kNm/m	N/mm ²	N/mm ²	mm	mm
Muri andatori (Paramento)	100	50	42	42	φ14/20	φ14/20	70	3,11	≤ 11,205	0,10	≤ 0,30
Muri andatori (Fondazione)	100	60	52	-	φ14/20	-	23	0,96	≤ 11,205	0,07	≤ 0,30

Tabella verifica limitazione tensioni / fessurazione (S.L.E. Quasi Permanente) – Muri andatori

Le verifiche effettuate risultano soddisfatte.

12.3 SOLETTA IMPALCATO (sp 25 cm)

INVILUPPO DELLE SOLLECITAZIONI

Si riportano sinteticamente le sollecitazioni agenti nella soletta in esame restituite dal modello relativamente agli involuppi di sollecitazione di stato limite ultimo e di esercizio.

Si precisa che i grafici dei momenti flettenti sono comprensivi del momento torcente.

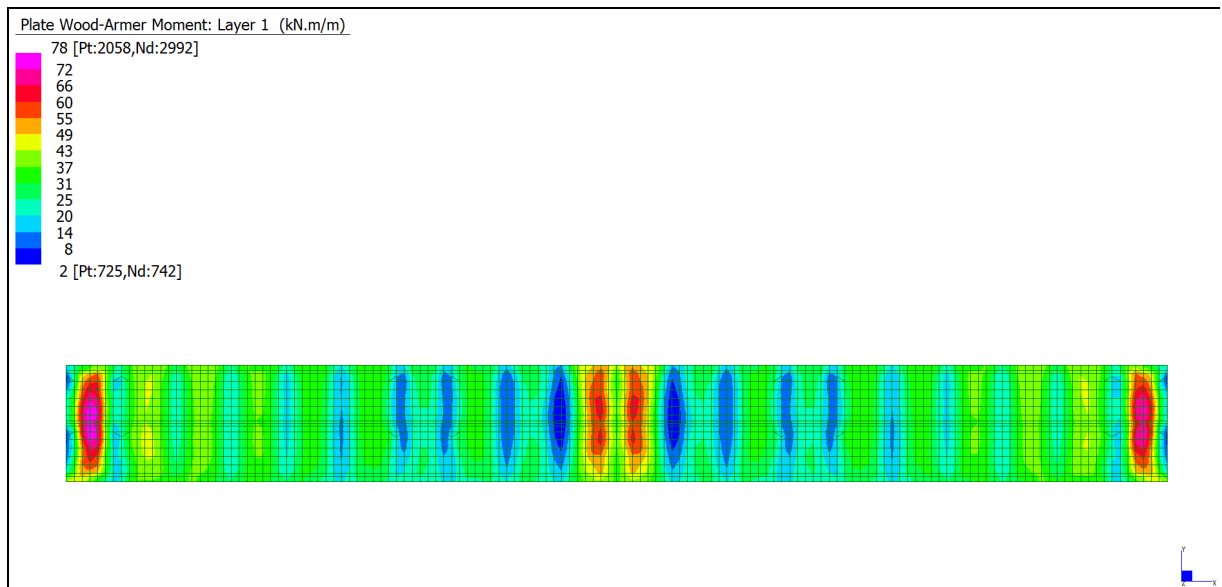
In riferimento allo SLU sono stati inseriti anche i grafici dello sforzo di taglio.

Per quanto riguarda i grafici relativi alla combinazione SLE RARA, sulla base delle armature previste in fase di calcolo a SLU/SLV, si è verificato il rispetto dei limiti di tensione nel calcestruzzo e nell'acciaio. La verifica è stata condotta calcolando la sollecitazione responsabile del raggiungimento delle tensioni limite e verificando che questa sia sopportabile dalla sezione in funzione delle sue caratteristiche di geometria, materiale e armatura.

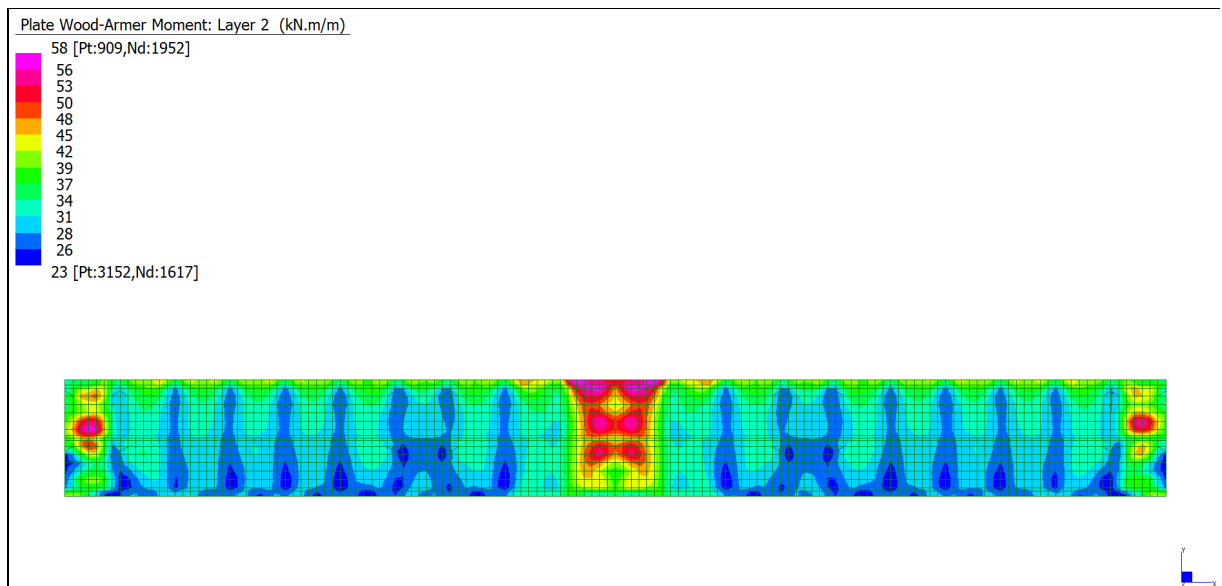
Per le combinazioni frequenti e quasi permanente si è proceduto con la medesima impostazione metodologica considerando però il rispetto dei limiti di tensione nel calcestruzzo e di apertura delle fessure.

I grafici sotto riportati, quando necessario, sono stati depurati dai picchi tensionali che si creano nella modellazione a elementi finiti.

Grafici di combinazione di SLU

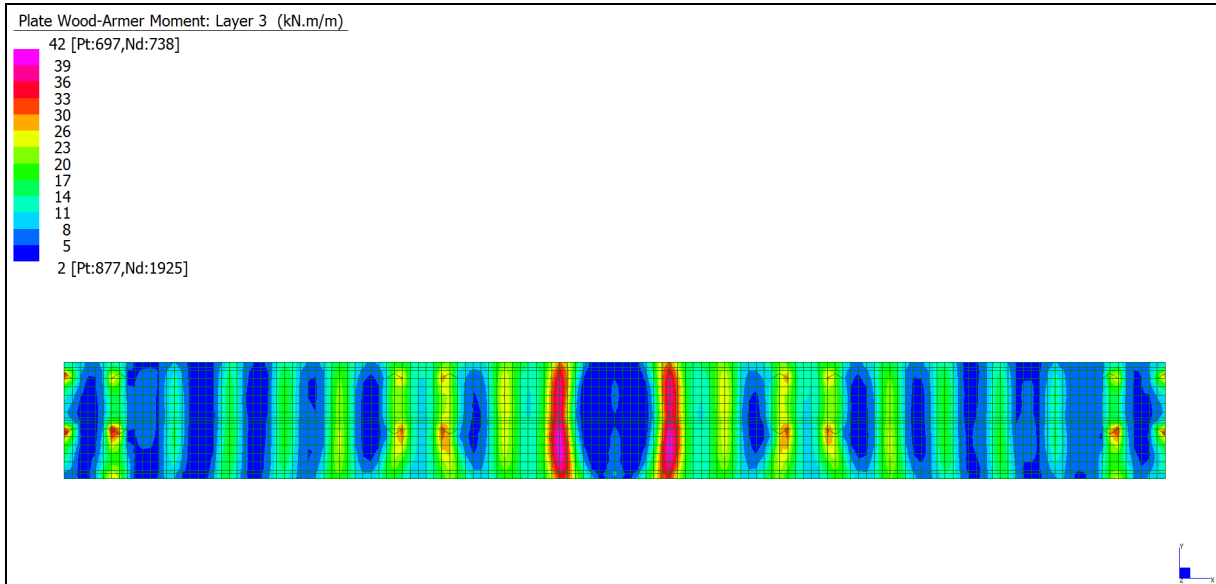


Layer 1 – Momento direzione XX inferiore (S.L.U.)

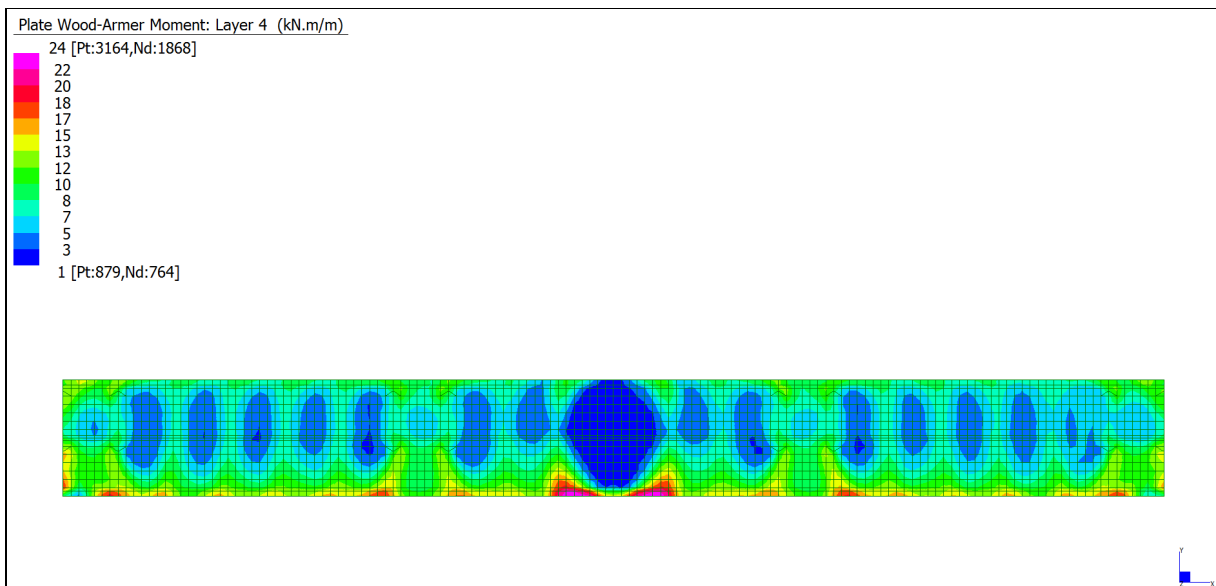


Layer 2 – Momento direzione YY inferiore (S.L.U.)

Note de des culées Pont sur le Dora - Relazione di calcolo Ponte sulla Dora

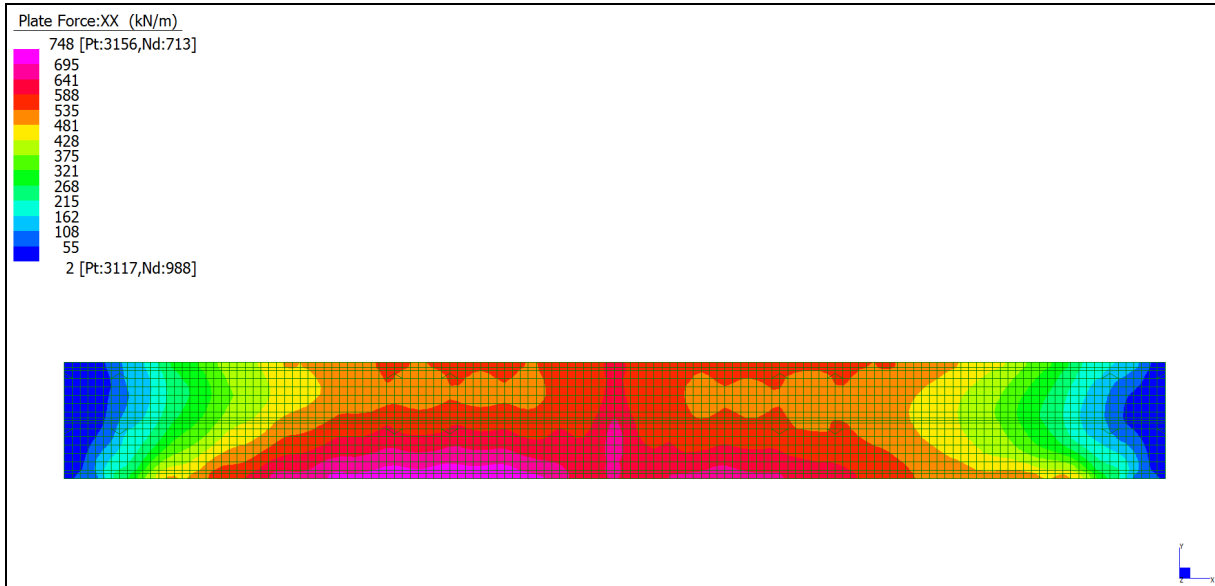


Layer 3 – Momento direzione XX superiore (S.L.U.)

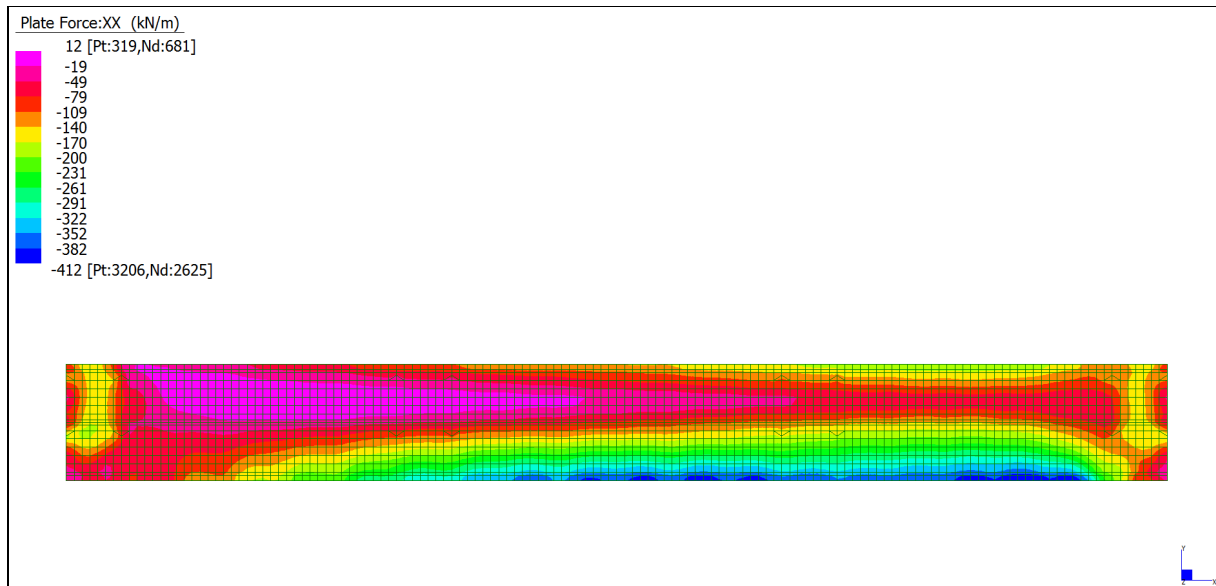


Layer 4 – Momento direzione YY superiore (S.L.U.)

Note de des culées Pont sur le Dora - Relazione di calcolo Ponte sulla Dora

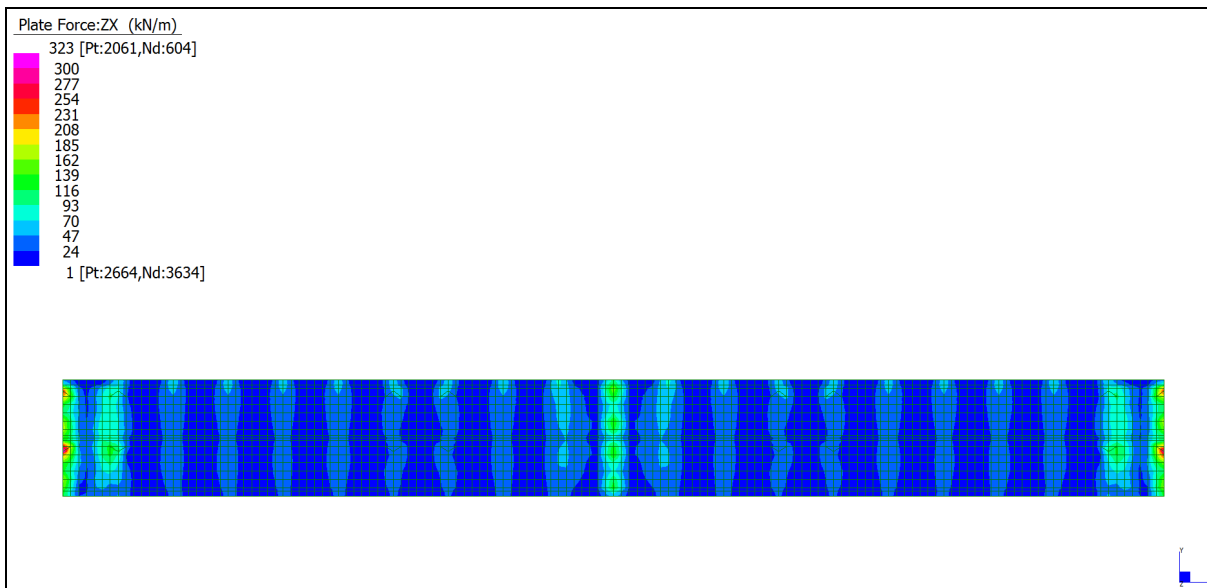


Sforzo Normale F_{XX} massimo (S.L.U.)

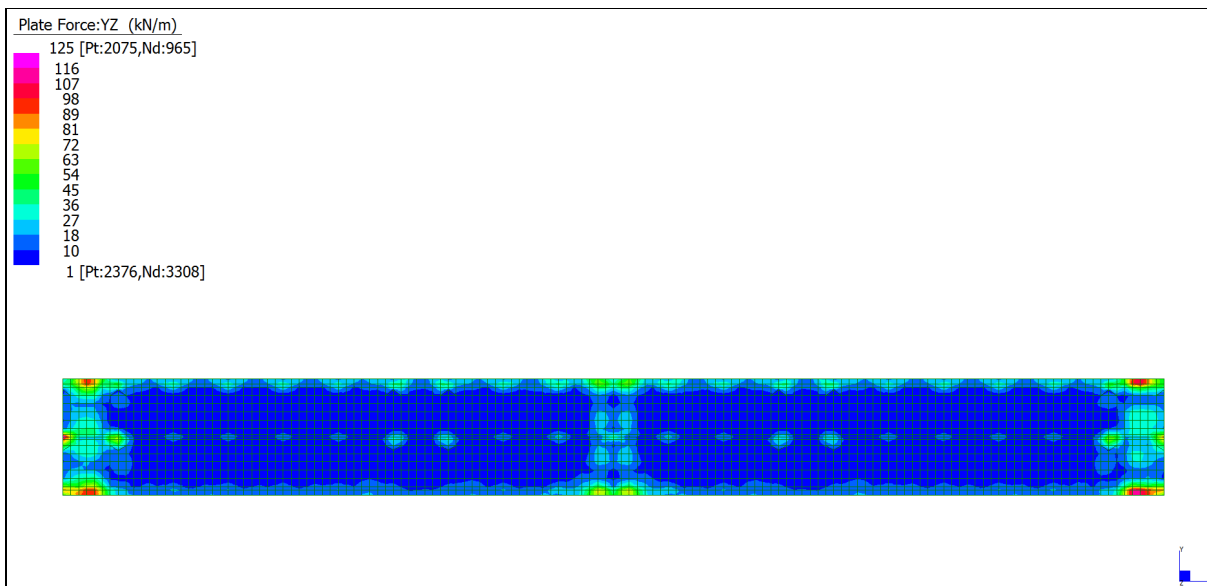


Sforzo Normale F_{XX} minimo (S.L.U.)

Note de des culées Pont sur le Dora - Relazione di calcolo Ponte sulla Dora

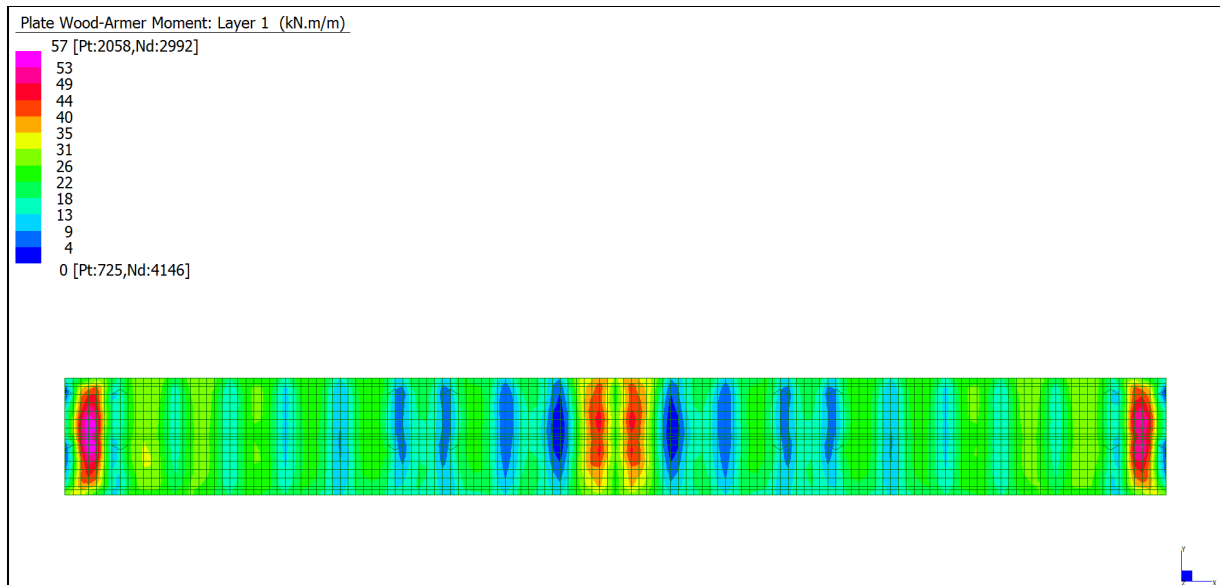


Sforzo di taglio V_{ZX} (S.L.U.)

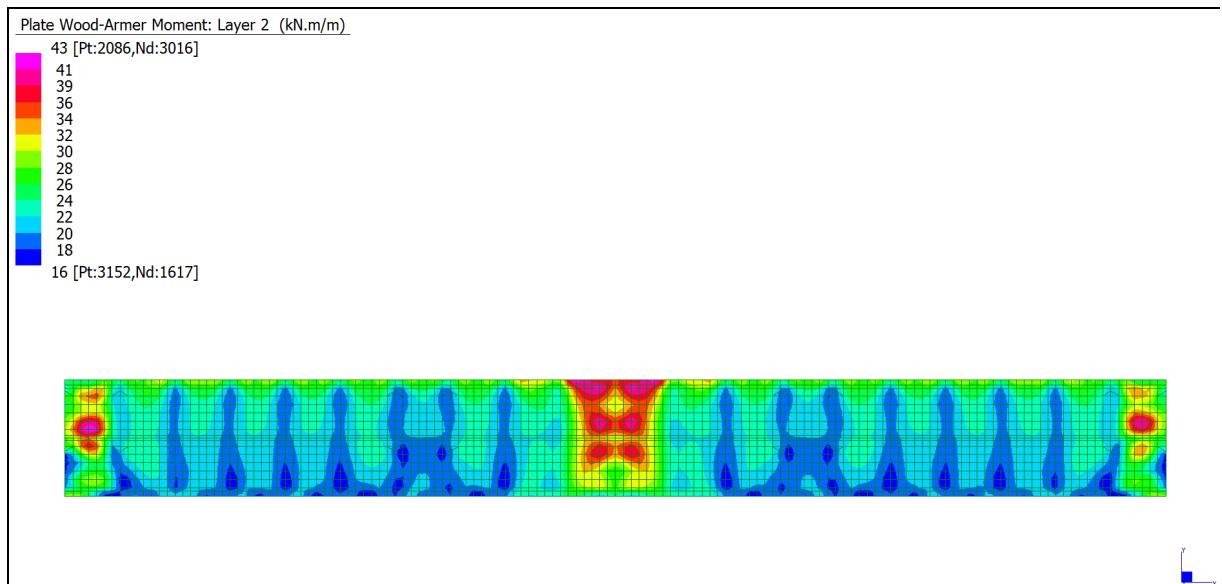


Sforzo di taglio V_{YZ} (S.L.U.)

Grafici di combinazione RARA

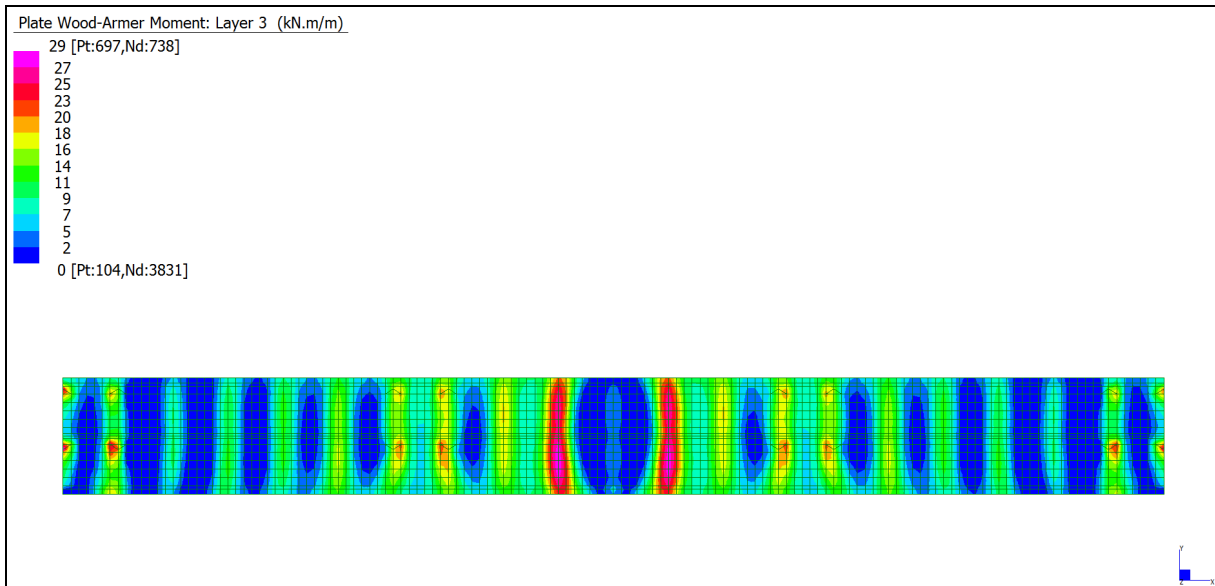


Layer 1 – Momento direzione XX inferiore (S.L.E. Rara)

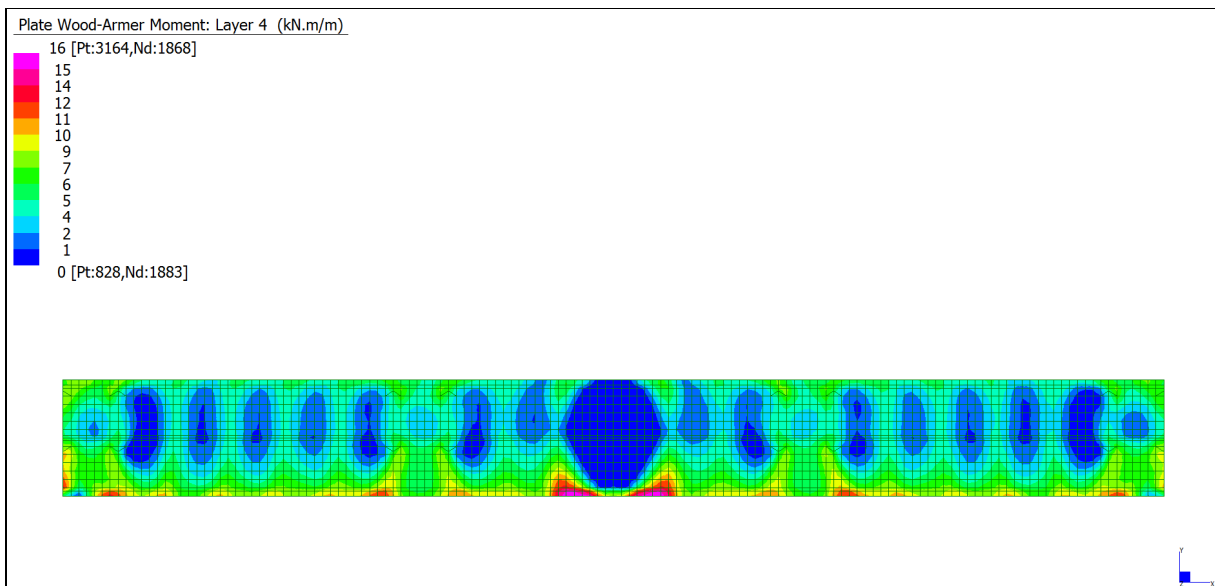


Layer 2 – Momento direzione YY inferiore (S.L.E. Rara)

Note de des culées Pont sur le Dora - Relazione di calcolo Ponte sulla Dora

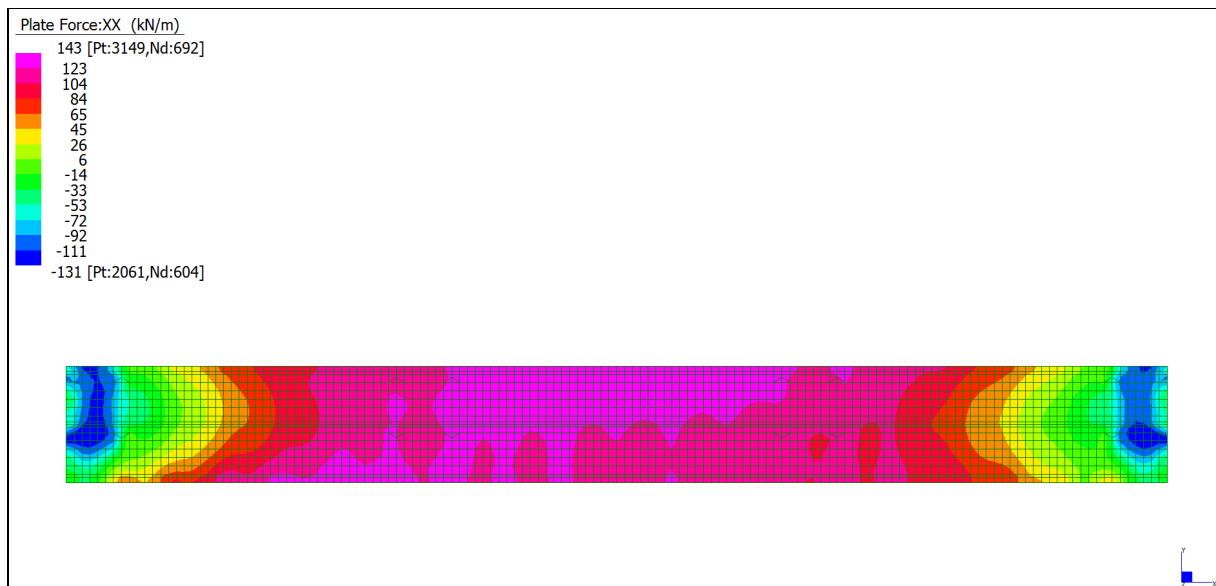
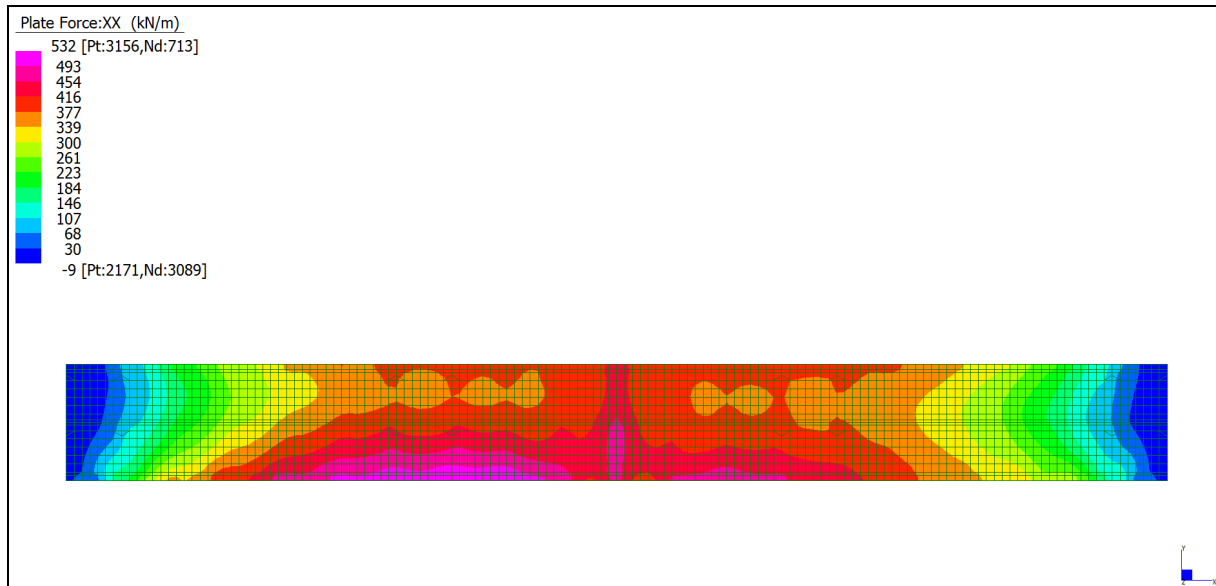


Layer 3 – Momento direzione XX superiore (S.L.E. Rara)

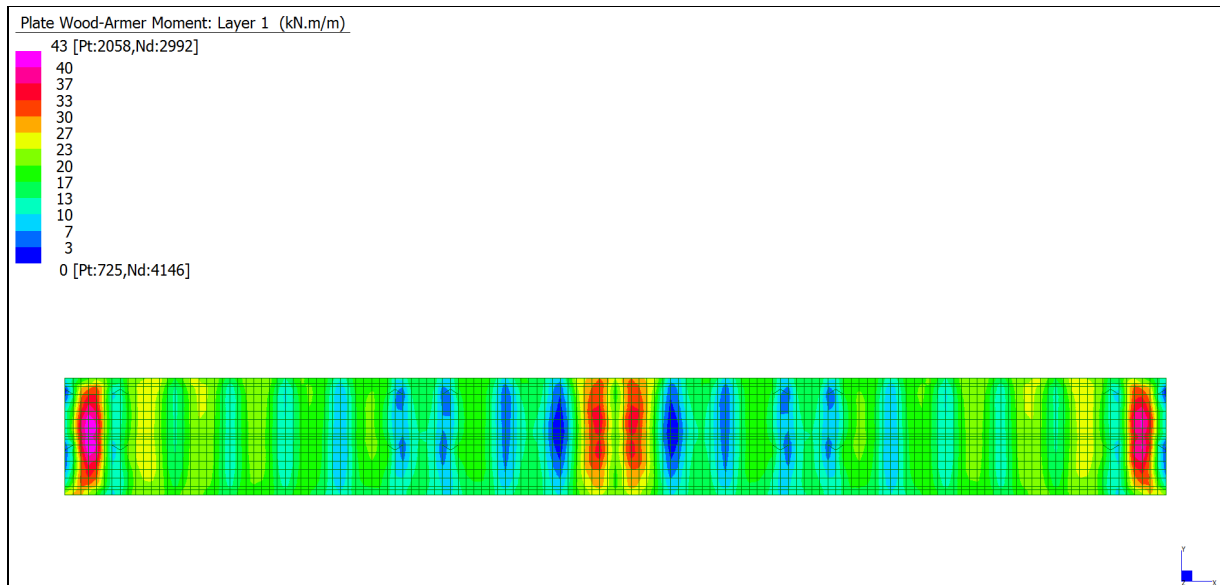


Layer 4 – Momento direzione YY superiore (S.L.E. Rara)

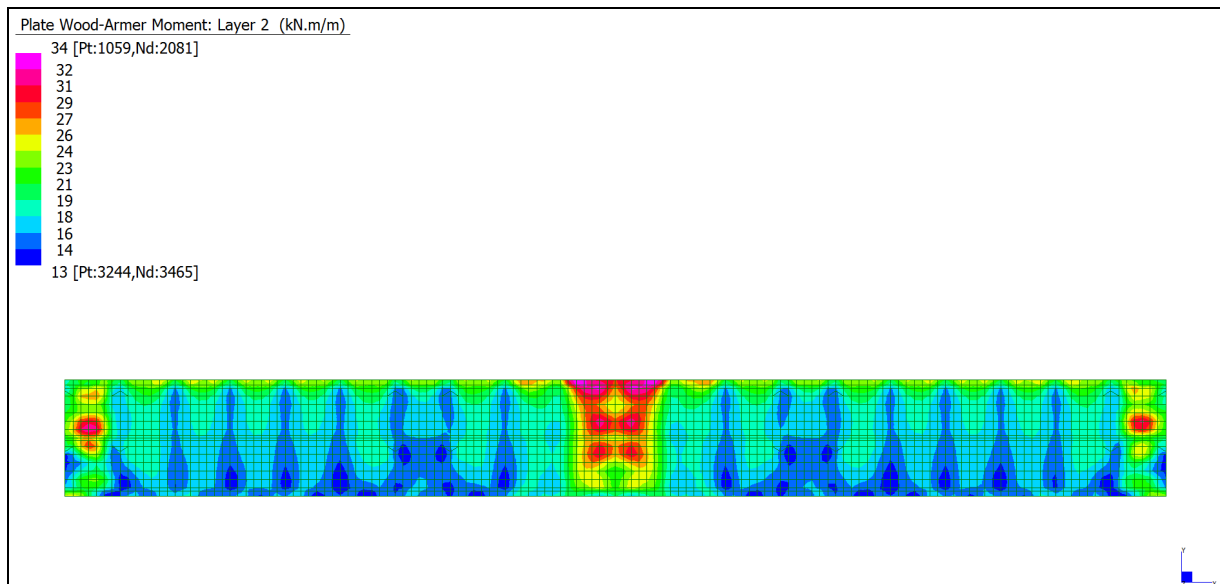
Note de des culées Pont sur le Dora - Relazione di calcolo Ponte sulla Dora



Grafici di combinazione FREQUENTE

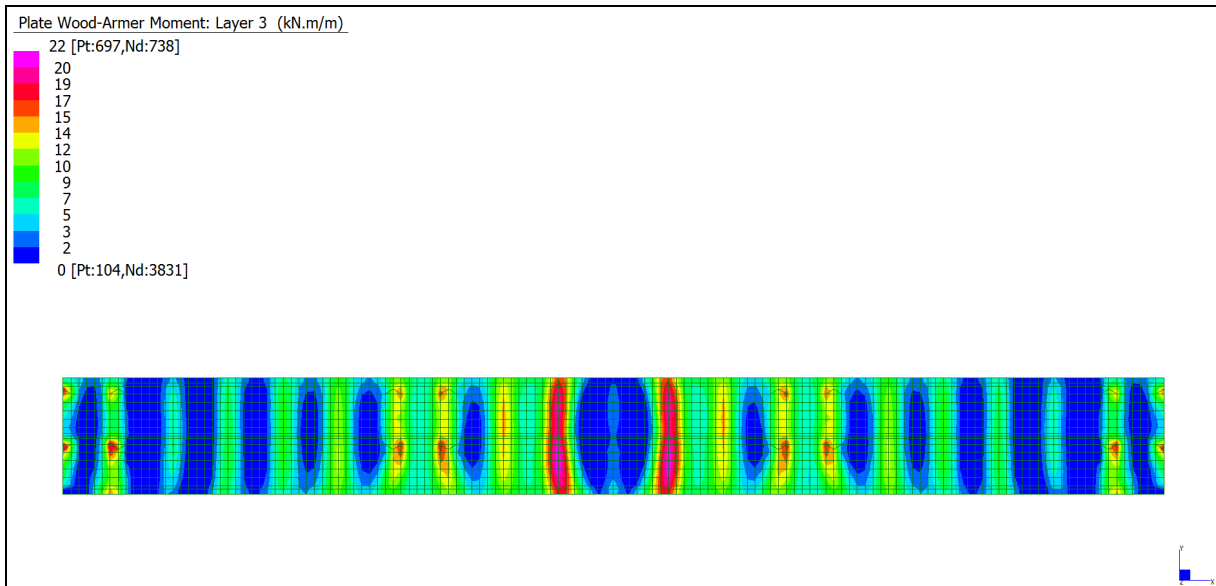


Layer 1 – Momento direzione XX inferiore (S.L.E. Frequente)

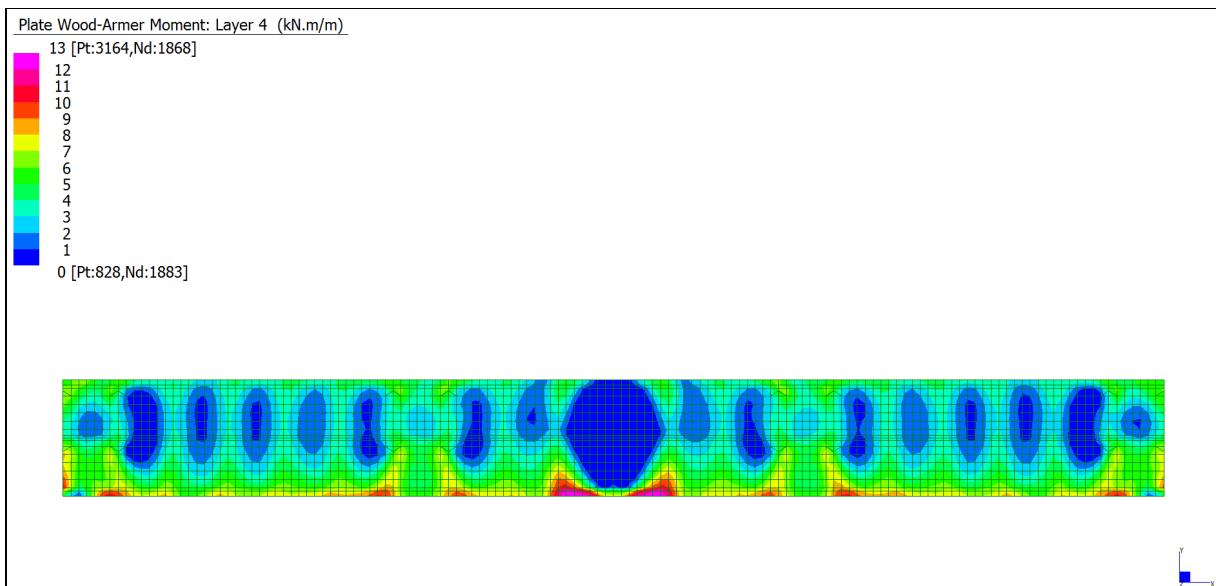


Layer 2 – Momento direzione YY inferiore (S.L.E. Frequente)

Note de des culées Pont sur le Dora - Relazione di calcolo Ponte sulla Dora

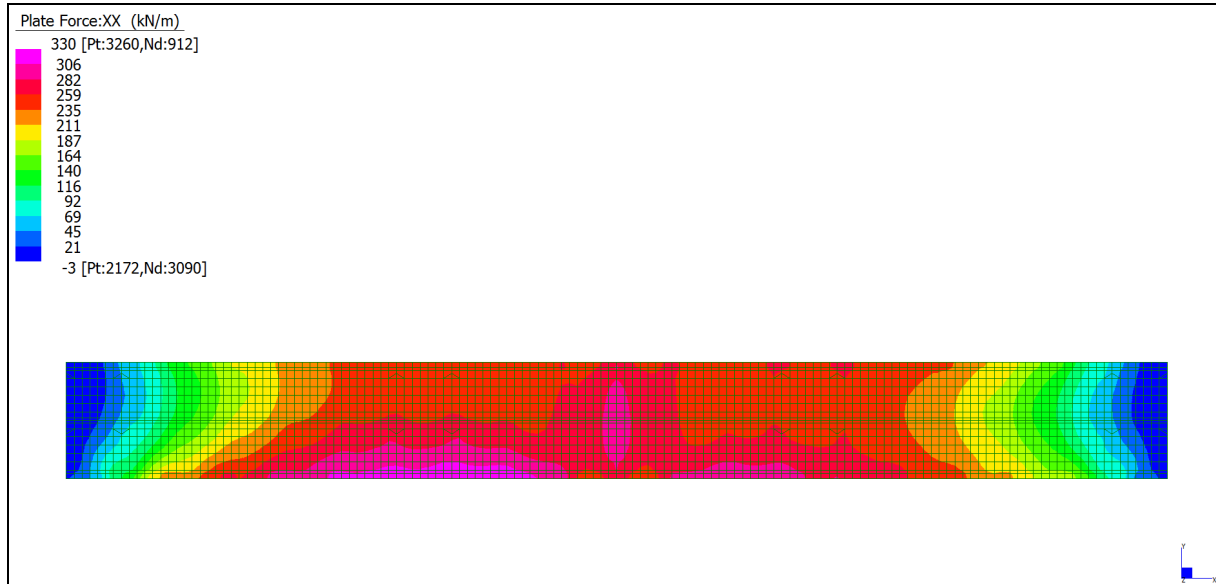


Layer 3 – Momento direzione XX superiore (S.L.E. Frequente)

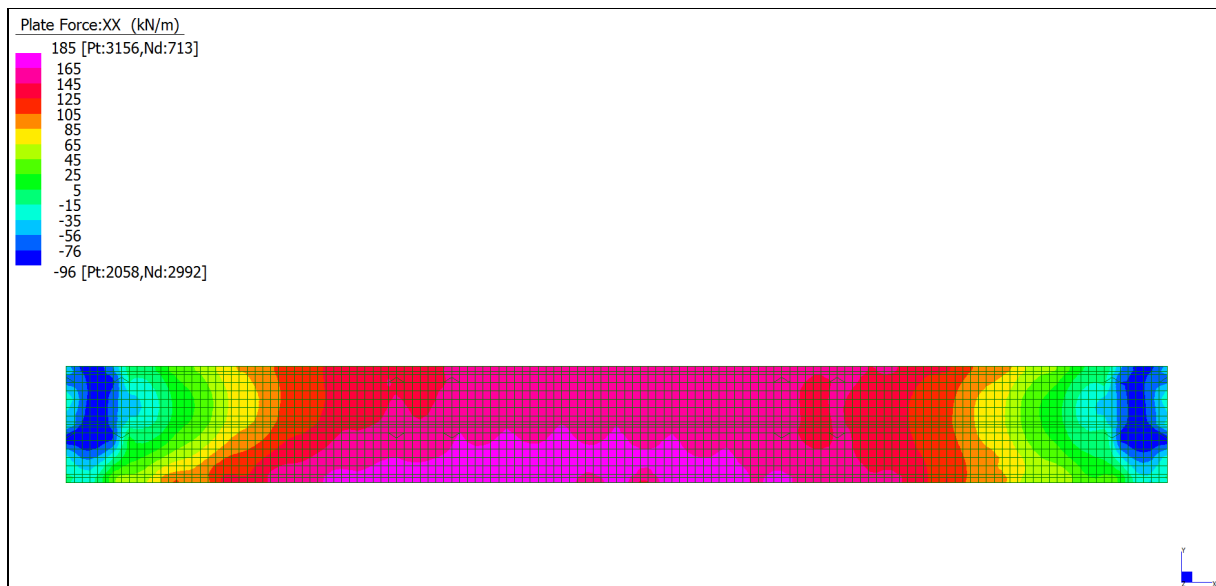


Layer 4 – Momento direzione YY superiore (S.L.E. Frequente)

Note de des culées Pont sur le Dora - Relazione di calcolo Ponte sulla Dora

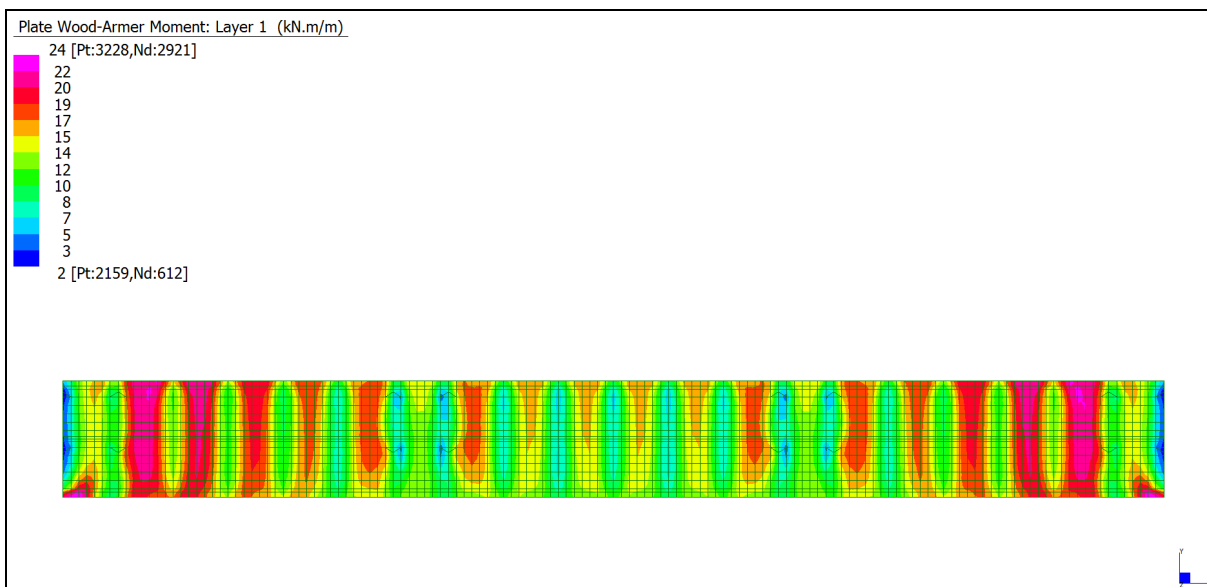


Sforzo Normale F_{XX} massimo (S.L.E. Frequente)

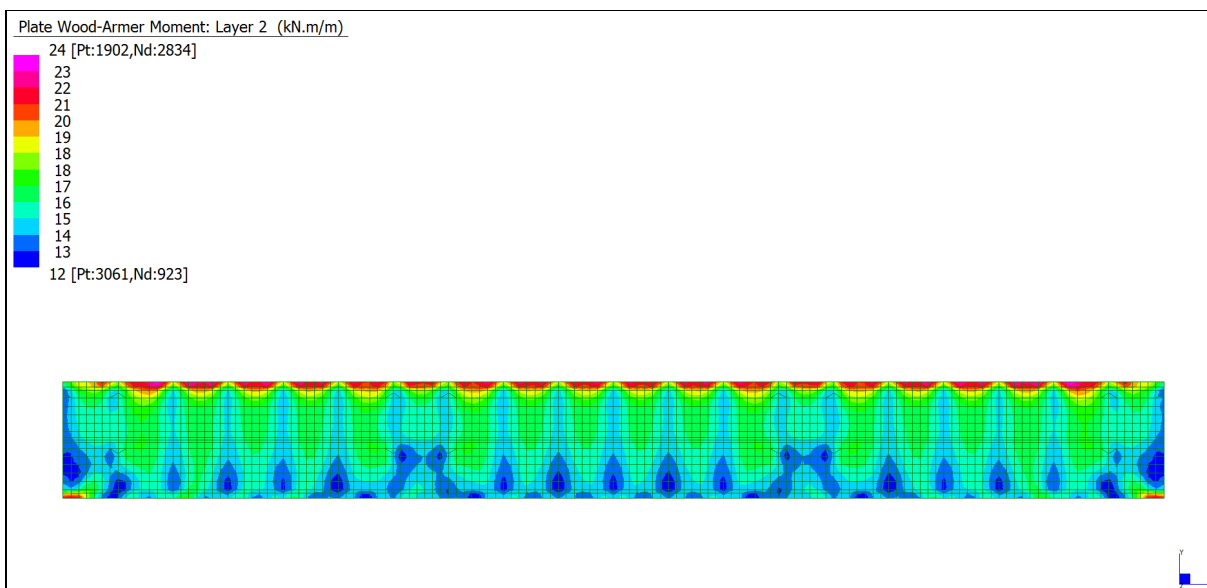


Sforzo Normale F_{XX} minimo (S.L.E. Frequente)

Grafici di combinazione QUASI PERMANENTE

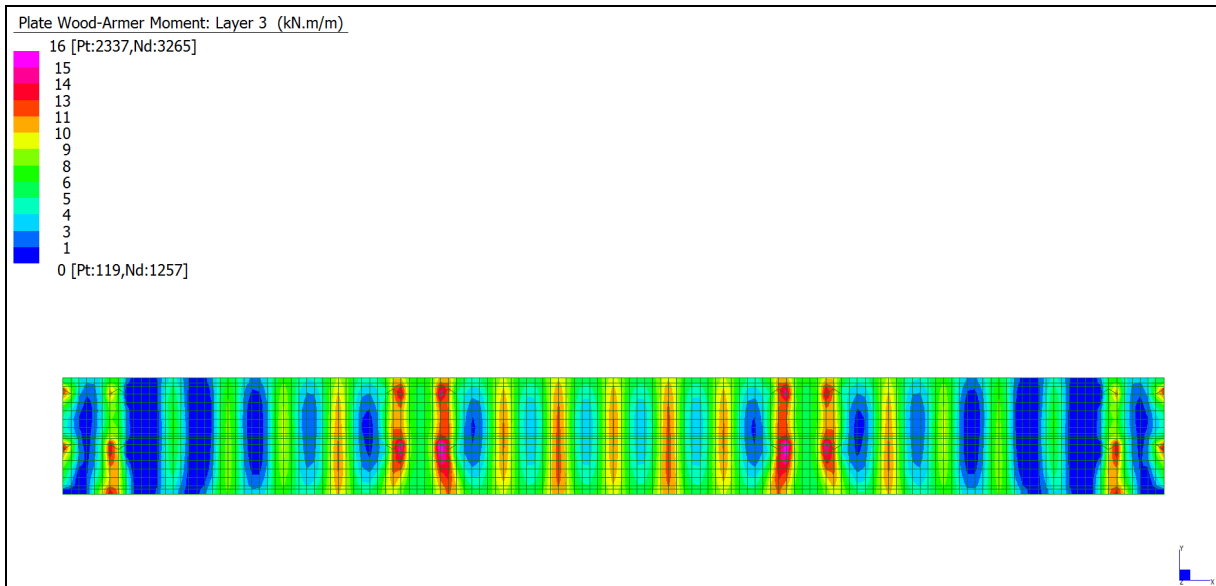


Layer 1 – Momento direzione XX inferiore (S.L.E. Quasi permanente)

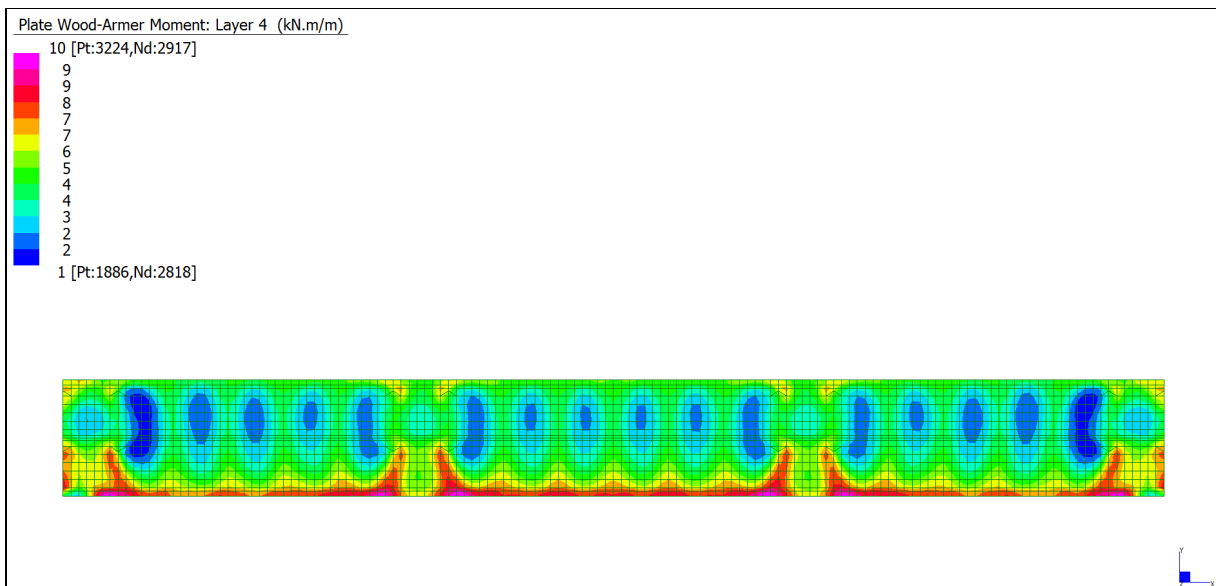


Layer 2 – Momento direzione YY inferiore (S.L.E. Quasi permanente)

Note de des culées Pont sur le Dora - Relazione di calcolo Ponte sulla Dora

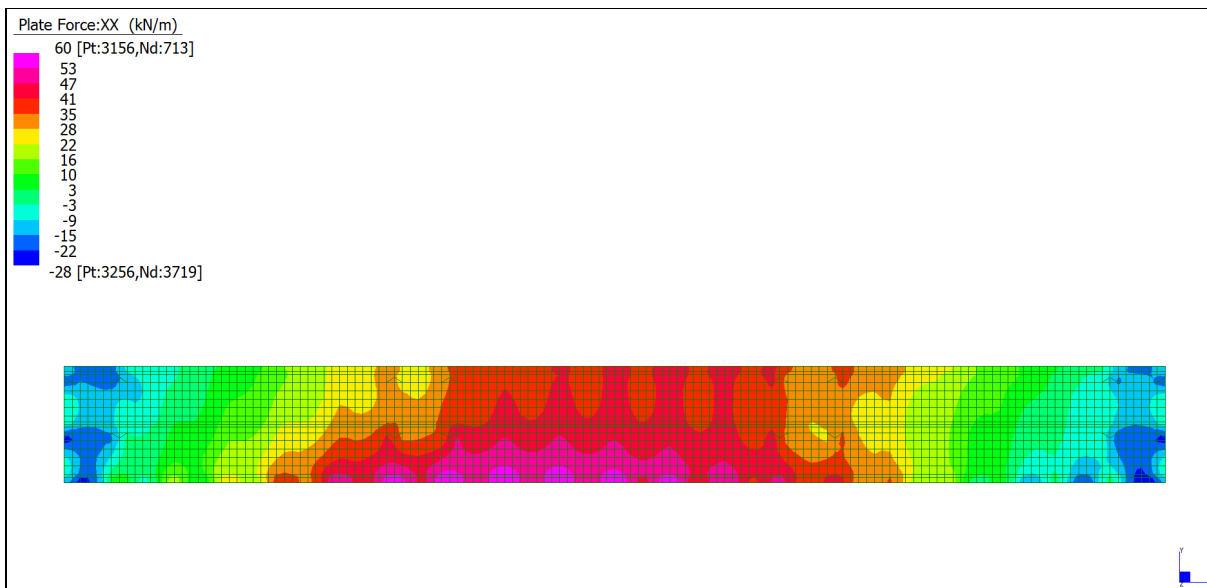
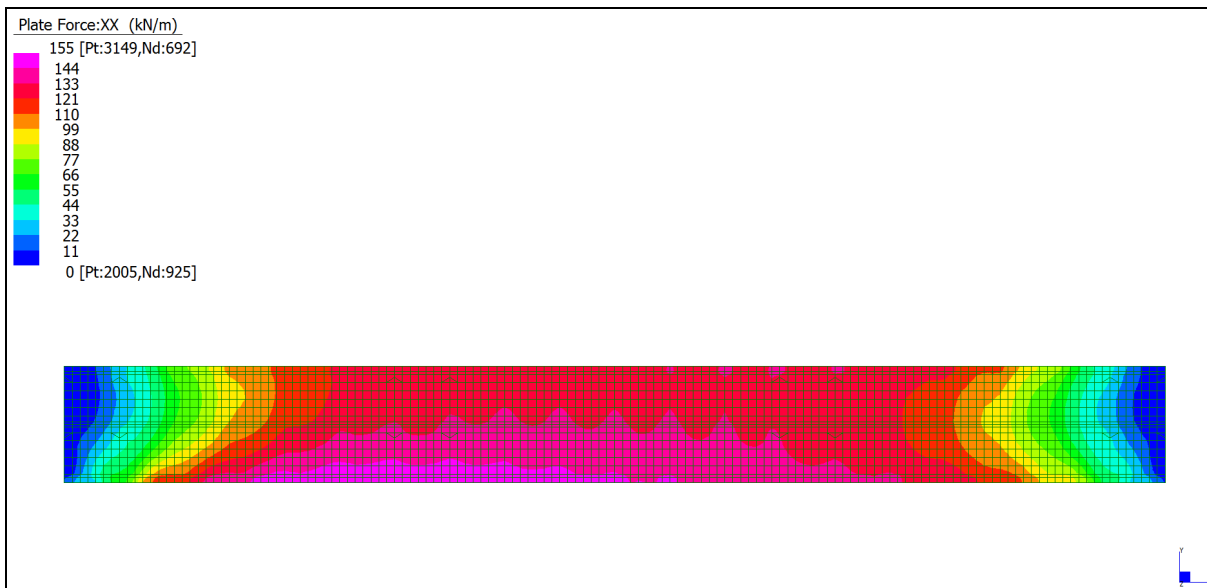


Layer 3 – Momento direzione XX superiore (S.L.E. Quasi permanente)



Layer 4 – Momento direzione YY superiore (S.L.E. Quasi permanente)

Note de des culées Pont sur le Dora - Relazione di calcolo Ponte sulla Dora



Note de des culées Pont sur le Dora - Relazione di calcolo Ponte sulla Dora

VERIFICHE A SLU

Le verifiche riportate nel seguito tengono conto di valori sollecitanti prelevati dal modello, a meno dello spessore degli elementi ed escludendo i valori di picco dovuti alla precisione della mesh.

Nel presente elemento strutturale si dispone:

- un'armatura longitudinale (dir.xx) base pari a $\Phi 20/10$ (sia a livello superiore che inferiore) caratterizzata da $M_{Rd}(N=0) = 179$ kNm;
- un'armatura trasversale (dir.yy) base pari a $\Phi 16/20$ (sia a livello superiore che inferiore) caratterizzata da $M_{Rd} = 106$ kNm.

Nelle verifiche che seguono si sono considerate le sezioni maggiormente sollecitate e in particolare lo strato più esterno è comprensivo sia delle armature base che quelle integrative. Nelle tabelle si è indicato sforzo Normale di trazione con segno negativo (-).

Elemento	Strato	b	h	d ₁	d ₂	d'	Armatura			n _{Ed}	m _{Ed}	m _{Rd}	VER
		cm	cm	cm	cm	cm	As ₁	As ₂	As'	kN/m	kNm/m	kNm/m	
sp= 25cm	Inf. XX - Nmax	100	25	18	-	7	$\phi 20/10$	-	$\phi 20/10$	-748	78	134	Si
sp= 25cm	Inf. XX - Nmin	100	25	18	-	7	$\phi 20/10$	-	$\phi 20/10$	412	78	202	Si
sp= 25cm	Inf. YY	100	25	15	15	10	$\phi 16/20$	$\phi 12/20$	$\phi 16/20$		58	122	Si
sp= 25cm	Sup. XX - Nmax	100	25	18	-	7	$\phi 20/10$	-	$\phi 20/10$	-748	42	134	Si
sp= 25cm	Sup. XX - Nmin	100	25	18	-	7	$\phi 20/10$	-	$\phi 20/10$	412	42	202	Si
sp= 25cm	Sup. YY	100	25	15	-	10	$\phi 16/20$	-	$\phi 16/20$		24	106	Si

Tabella verifiche flessionali (S.L.U.) – Soletta

Direzione	b	h	d	A _c	A _{sl}	A _{sw}	α	ϑ	V _{Ed}	V _{Rsd}	V _{Rcd}	VER
	cm	cm	cm	cm ²			[°]	[°]	kN/m	kN/m	kN/m	
ZX	100	25	18	2500	$\phi 20/10$	$\phi 12/20/20$	90	26,6	323	358	610	Si
ZY	100	25	15	2500	$\phi 16/20$	$\phi 12/20/20$	90	26,6	125	298	508	Si

Tabella verifiche taglio (S.L.U.) – Soletta

Note de des culées Pont sur le Dora - Relazione di calcolo Ponte sulla Dora

VERIFICHE A SLE

Si deve verificare che le tensioni nell'acciaio e nel calcestruzzo, nonché i limiti di apertura fessure, non eccedano le seguenti quantità:

[combinazione rara] $\sigma_c < 0,60 \cdot f_{ck} = 19,92 N/mm^2$; $\sigma_s < 0,8 \cdot f_{yk} = 360 N/mm^2$

[combinazione frequente] $w \leq 0,20$ mm;

[combinazione quasi permanente] $w \leq 0,20$ mm; $\sigma_c < 0,45 \cdot f_{ck} = 14,94 N/mm^2$

Nelle tabelle si è indicato sforzo Normale di trazione con segno negativo (-).

Sono state considerate, a seconda della verifica eseguita, la condizione di massima trazione (s.l. fessurazione) e la condizione di massima compressione dell'elemento (s.l. compressione calcestruzzo).

Elemento	Strato	b	h	d ₁	d ₂	d'	Armatura			n _{Ed}	m _{Ed}	σ _c		σ _s	
		cm	cm	cm	cm	cm	As ₁	As ₂	As'	kN/m	kNm/m	MPa	MPa	MPa	MPa
sp= 25cm	Inf. XX - Nmax	100	25	18	-	7	φ20/10	-	φ20/10	-532	57	7,19	≤ 19,92	218	≤ 360
sp= 25cm	Inf. XX - Nmin	100	25	18	-	7	φ20/10	-	φ20/10	131	57	7,67	≤ 19,92	104	≤ 360
sp= 25cm	Inf. YY	100	25	15	15	10	φ16/20	φ12/20	φ16/20	0	43	12,20	≤ 19,92	261	≤ 360
sp= 25cm	Sup. XX - Nmax	100	25	18	-	7	φ20/10	-	φ20/10	-532	29	3,16	≤ 19,92	158	≤ 360
sp= 25cm	Sup. XX - Nmin	100	25	18	-	7	φ20/10	-	φ20/10	131	29	3,90	≤ 19,92	42	≤ 360
sp= 25cm	Sup. YY	100	25	15	-	10	φ16/20	-	φ16/20	0	16	4,53	≤ 19,92	97	≤ 360

Tabella verifica limitazione tensioni (S.L.E. Rara) – Soletta

Elemento	Strato	b	h	d ₁	d ₂	d'	Armatura			n _{Ed}	m _{Ed}	w _k	
		cm	cm	cm	cm	cm	As ₁	As ₂	As'	kN/m	kNm/m	mm	mm
sp= 25cm	Inf. XX - Nmax	100	25	18	-	7	φ20/10	-	φ20/10	-330	43	0,15	≤ 0,20
sp= 25cm	Inf. YY	100	25	15	15	10	φ16/20	φ12/20	φ16/20	0	34	0,14	≤ 0,20
sp= 25cm	Sup. XX - Nmax	100	25	18	-	7	φ20/10	-	φ20/10	-330	22	0,07	≤ 0,20
sp= 25cm	Sup. YY	100	25	15	-	10	φ16/20	-	φ16/20	0	13	0,07	≤ 0,20

Tabella verifica fessurazione (S.L.E. Frequente) – Soletta

Elemento	Strato	b	h	d ₁	d ₂	d'	Armatura			n _{Ed}	m _{Ed}	σ _c		w _k	
		cm	cm	cm	cm	cm	As ₁	As ₂	As'	kN/m	kNm/m	MPa	MPa	mm	mm
sp= 25cm	Inf. XX - Nmax	100	25	18	-	7	φ20/10	-	φ20/10	-155	24			0,05	≤ 0,20
sp= 25cm	Inf. XX - Nmin	100	25	18	-	7	φ20/10	-	φ20/10	28	24	3,22	≤ 14,94		
sp= 25cm	Inf. YY	100	25	15	15	10	φ16/20	φ12/20	φ16/20		24	5,94	≤ 14,94	0,08	≤ 0,20
sp= 25cm	Sup. XX - Nmax	100	25	18	-	7	φ20/10	-	φ20/10	-155	16			0,04	≤ 0,20
sp= 25cm	Sup. XX - Nmin	100	25	18	-	7	φ20/10	-	φ20/10	28	16	2,15	≤ 14,94		
sp= 25cm	Sup. YY	100	25	15	-	10	φ16/20	-	φ16/20		10	2,83	≤ 14,94	0,06	≤ 0,20

Tabella verifica limitazione tensioni / fessurazione (S.L.E. Quasi Permanente) – Soletta

Le verifiche risultano soddisfatte.

12.4 SOLETTA (sp 46 cm)

INVILUPPO DELLE SOLLECITAZIONI

Si riportano sinteticamente le sollecitazioni agenti nella soletta in esame restituite dal modello relativamente agli involuppi di sollecitazione di stato limite ultimo e di esercizio.

Si precisa che i grafici dei momenti flettenti sono comprensivi del momento torcente.

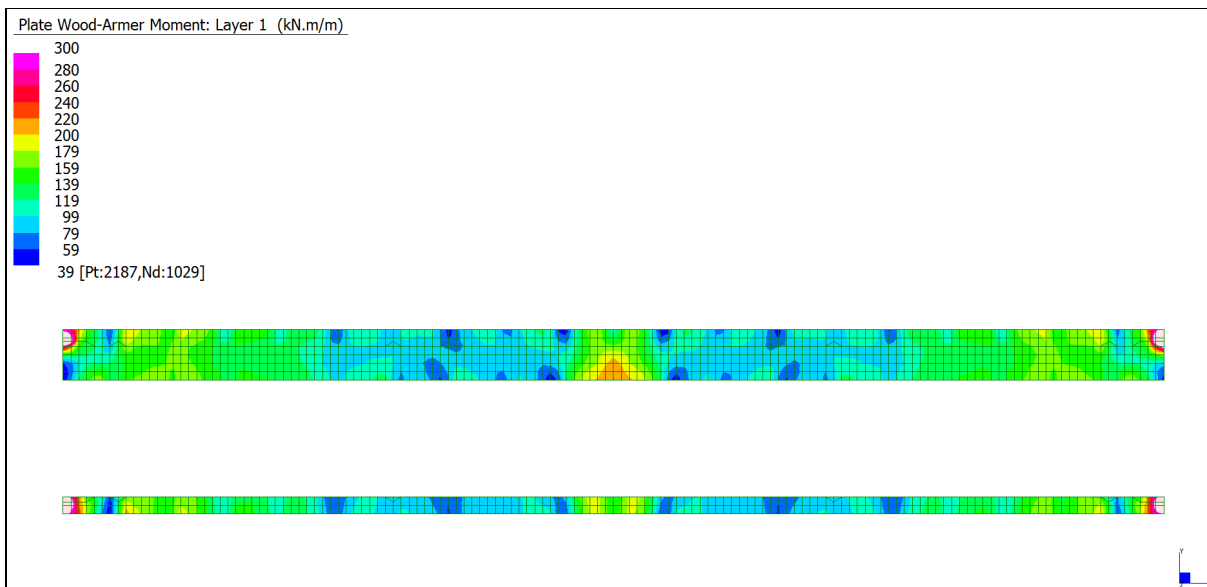
In riferimento allo SLU sono stati inseriti anche i grafici dello sforzo di taglio.

Per quanto riguarda i grafici relativi alla combinazione SLE RARA, sulla base delle armature previste in fase di calcolo a SLU/SLV, si è verificato il rispetto dei limiti di tensione nel calcestruzzo e nell'acciaio. La verifica è stata condotta calcolando la sollecitazione responsabile del raggiungimento delle tensioni limite e verificando che questa sia sopportabile dalla sezione in funzione delle sue caratteristiche di geometria, materiale e armatura.

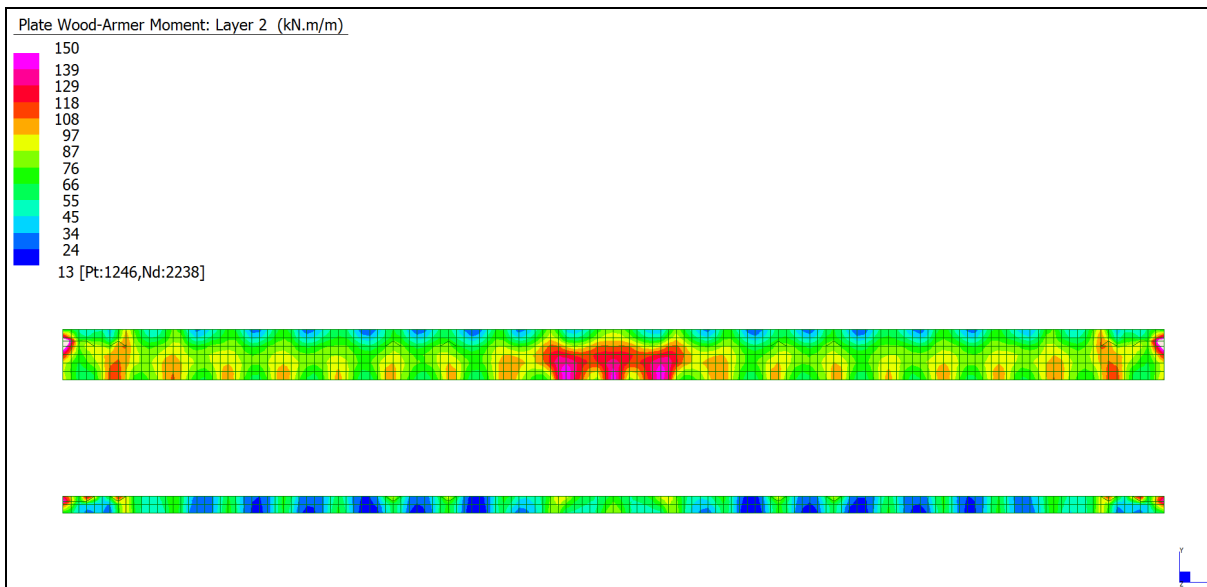
Per le combinazioni frequenti e quasi permanente si è proceduto con la medesima impostazione metodologica considerando però il rispetto dei limiti di tensione nel calcestruzzo e di apertura delle fessure.

I grafici sotto riportati, quando necessario, sono stati depurati dai picchi tensionali che si creano nella modellazione a elementi finiti.

Grafici di combinazione di SLU

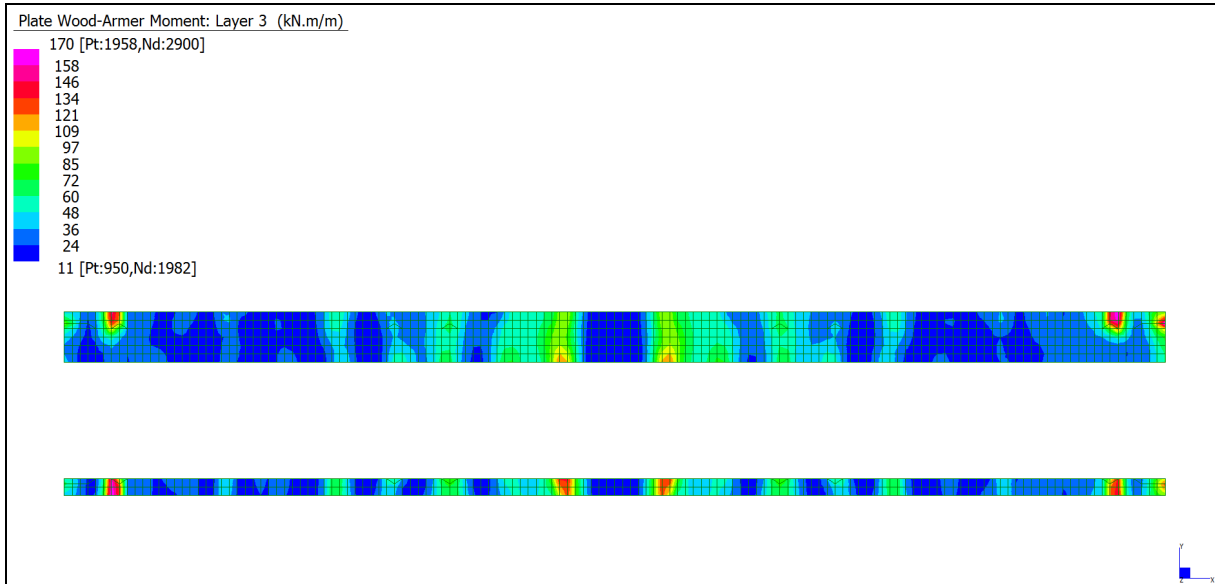


Layer 1 – Momento direzione XX inferiore (S.L.U.)

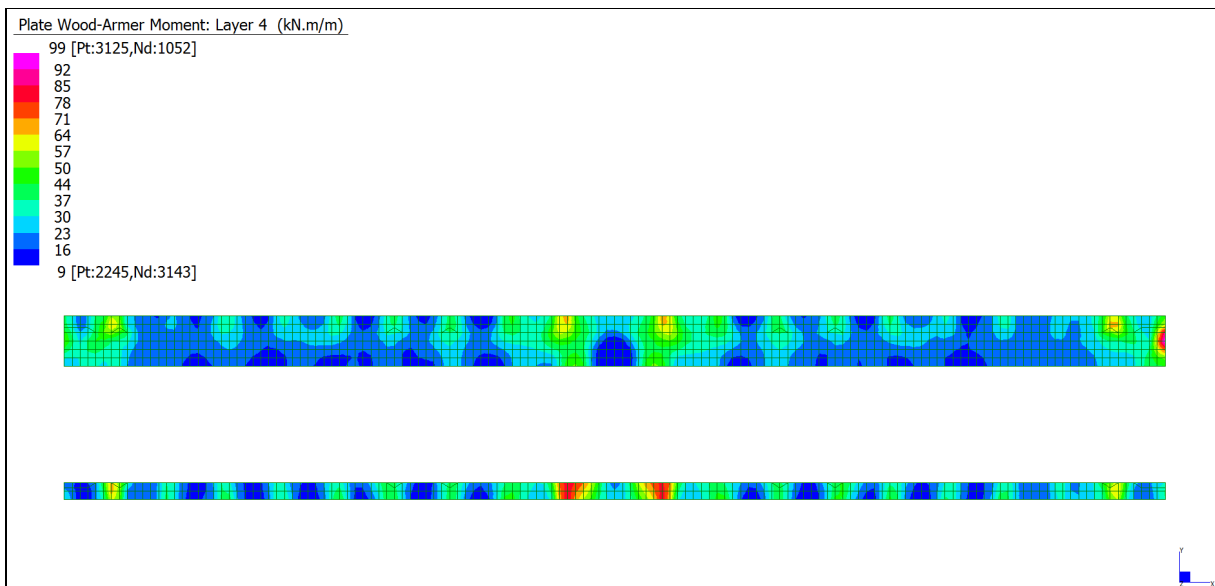


Layer 2 – Momento direzione YY inferiore (S.L.U.)

Note de des culées Pont sur le Dora - Relazione di calcolo Ponte sulla Dora

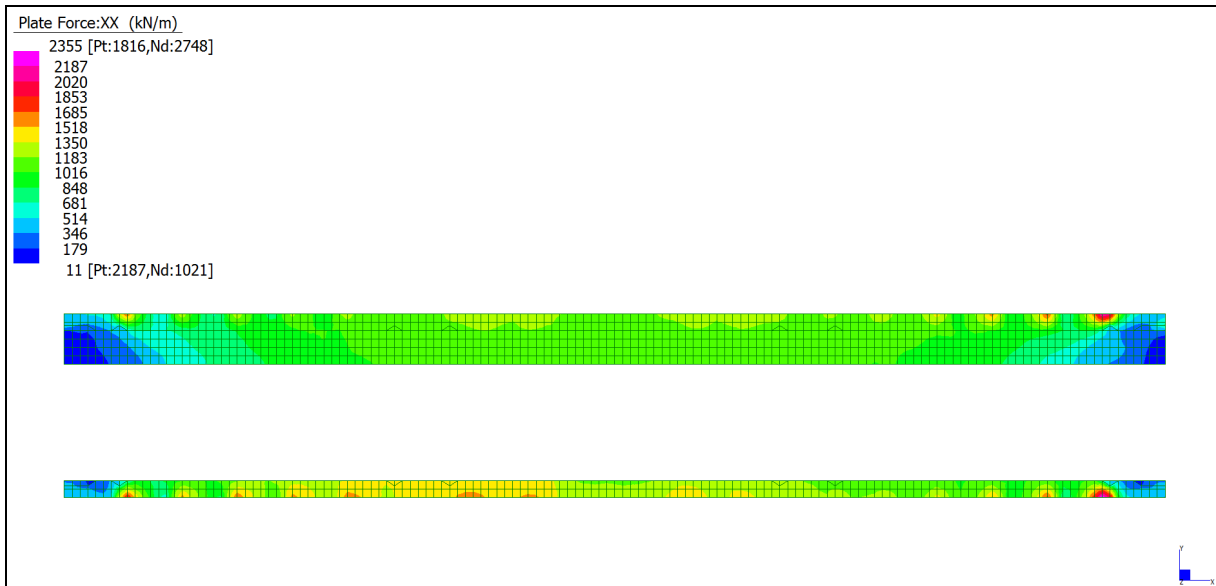


Layer 3 – Momento direzione XX superiore (S.L.U.)

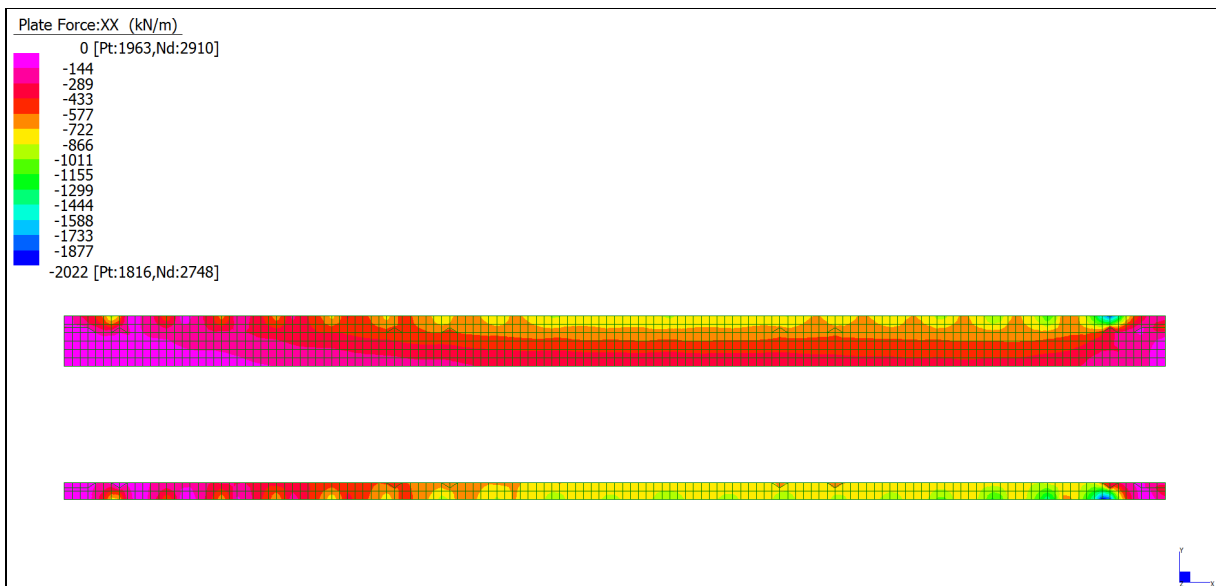


Layer 4 – Momento direzione YY superiore (S.L.U.)

Note de des culées Pont sur le Dora - Relazione di calcolo Ponte sulla Dora

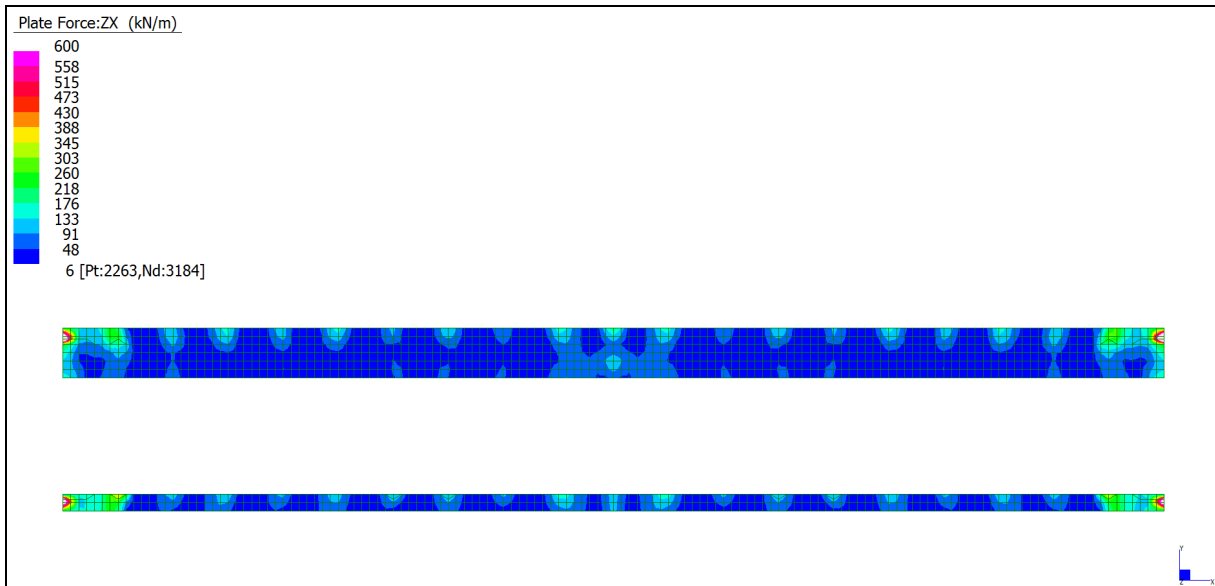


Sforzo Normale F_{XX} massimo (S.L.U.)

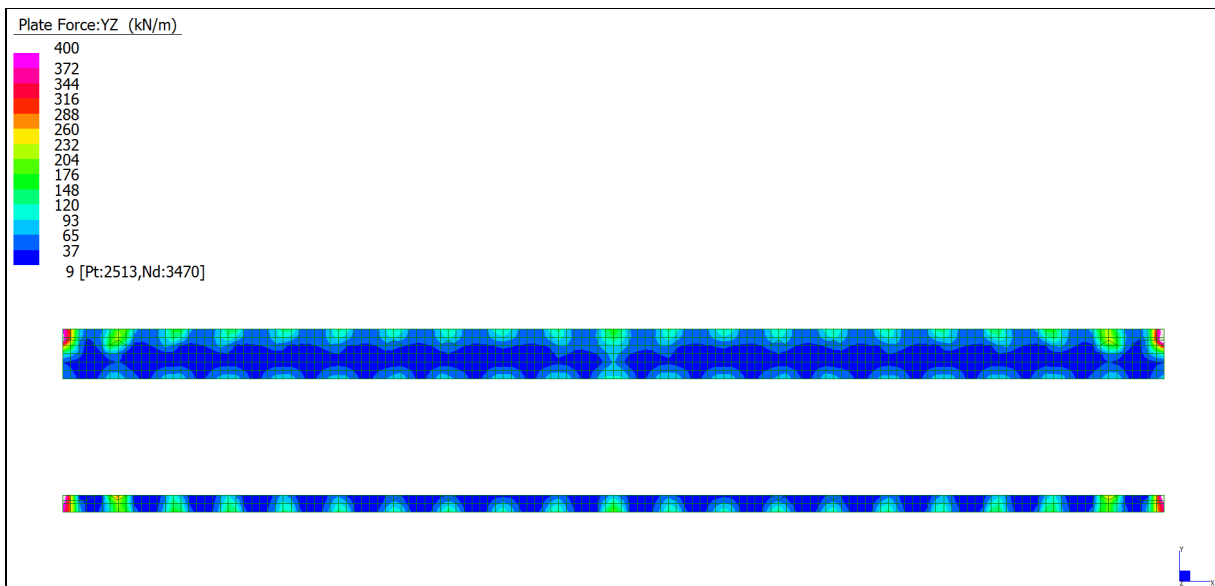


Sforzo Normale F_{XX} minimo (S.L.U.)

Note de des culées Pont sur le Dora - Relazione di calcolo Ponte sulla Dora

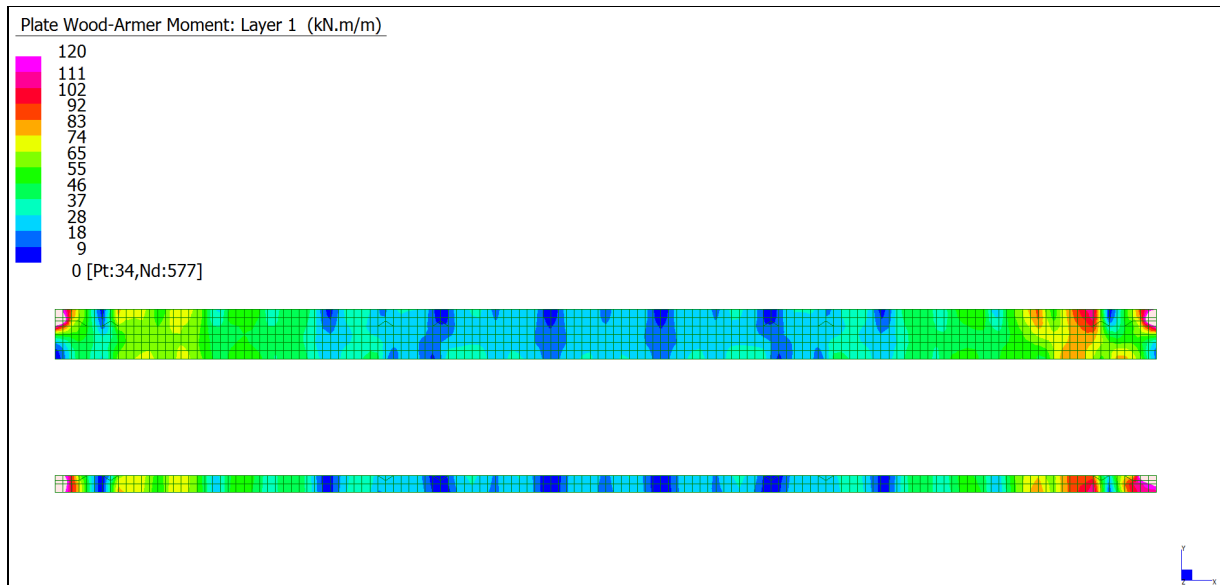


Sforzo di taglio V_{ZX} (S.L.U.)

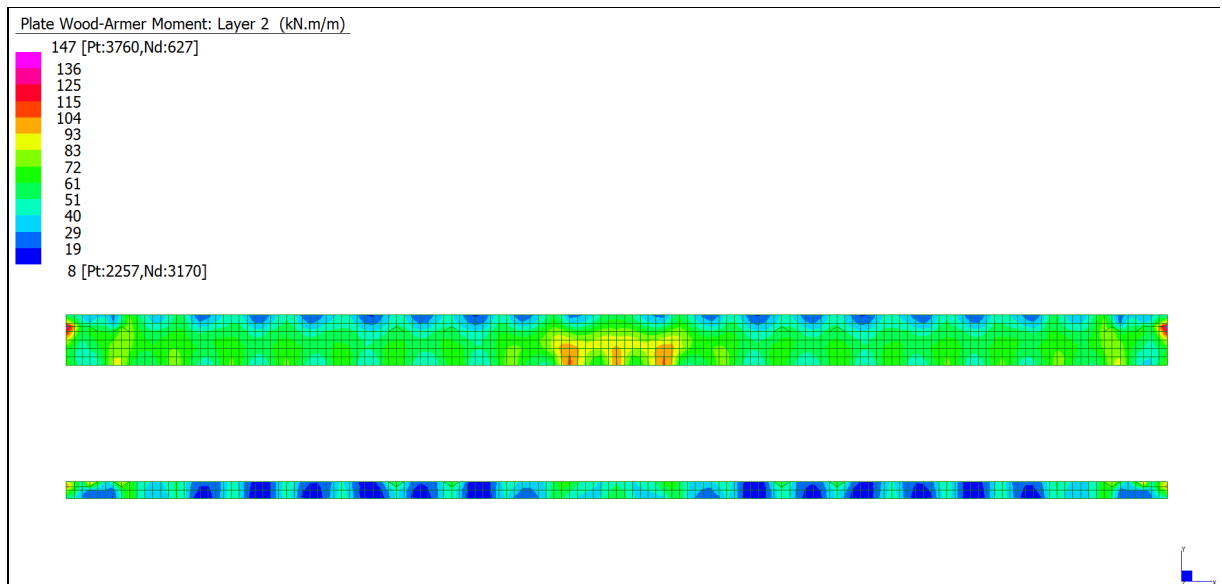


Sforzo di taglio V_{YZ} (S.L.U.)

Grafici di combinazione RARA

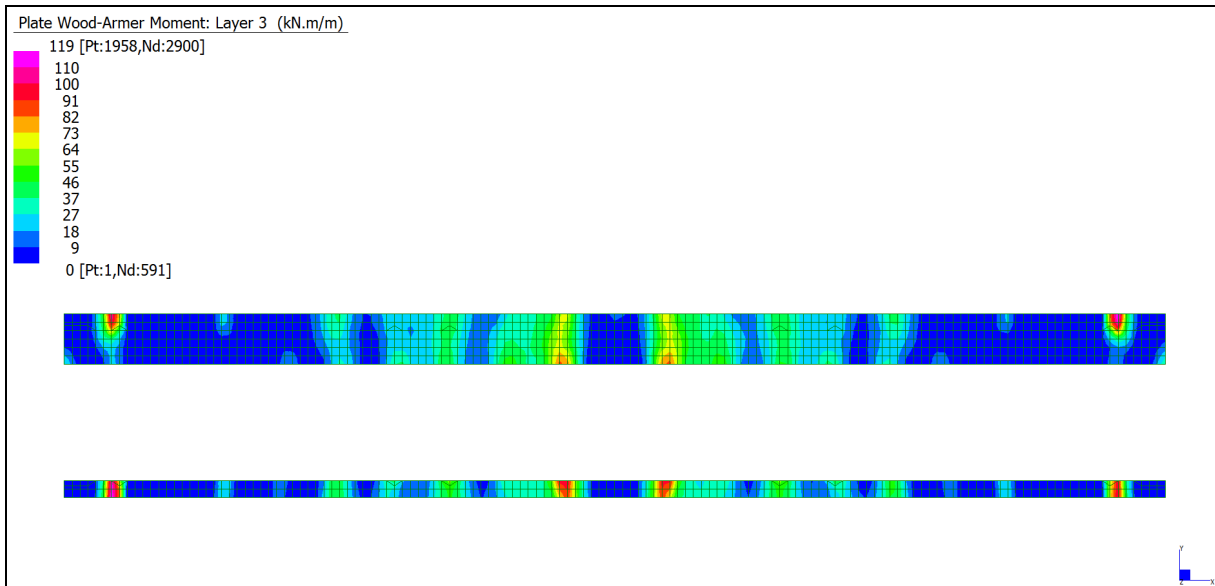


Layer 1 – Momento direzione XX inferiore (S.L.E. Rara)

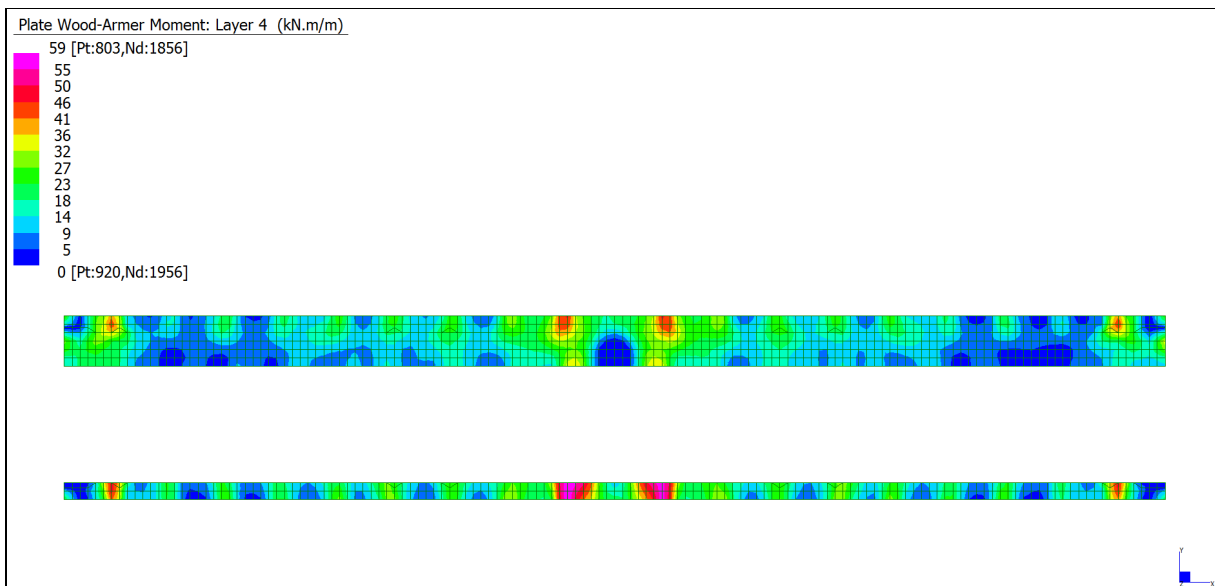


Layer 2 – Momento direzione YY inferiore (S.L.E. Rara)

Note de des culées Pont sur le Dora - Relazione di calcolo Ponte sulla Dora

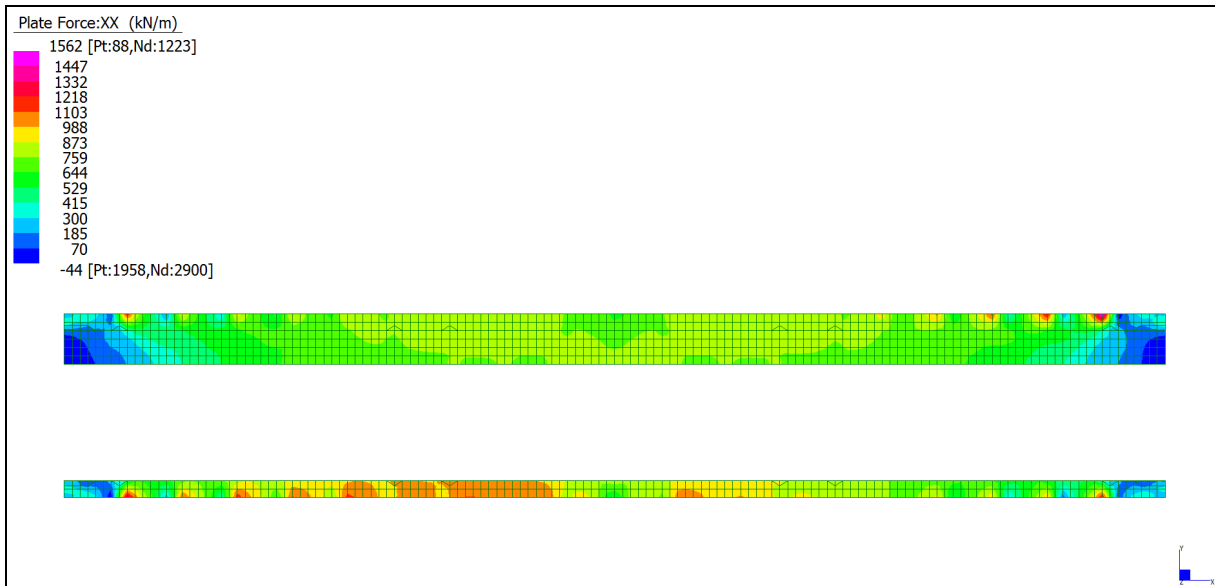


Layer 3 – Momento direzione XX superiore (S.L.E. Rara)



Layer 4 – Momento direzione YY superiore (S.L.E. Rara)

Note de des culées Pont sur le Dora - Relazione di calcolo Ponte sulla Dora

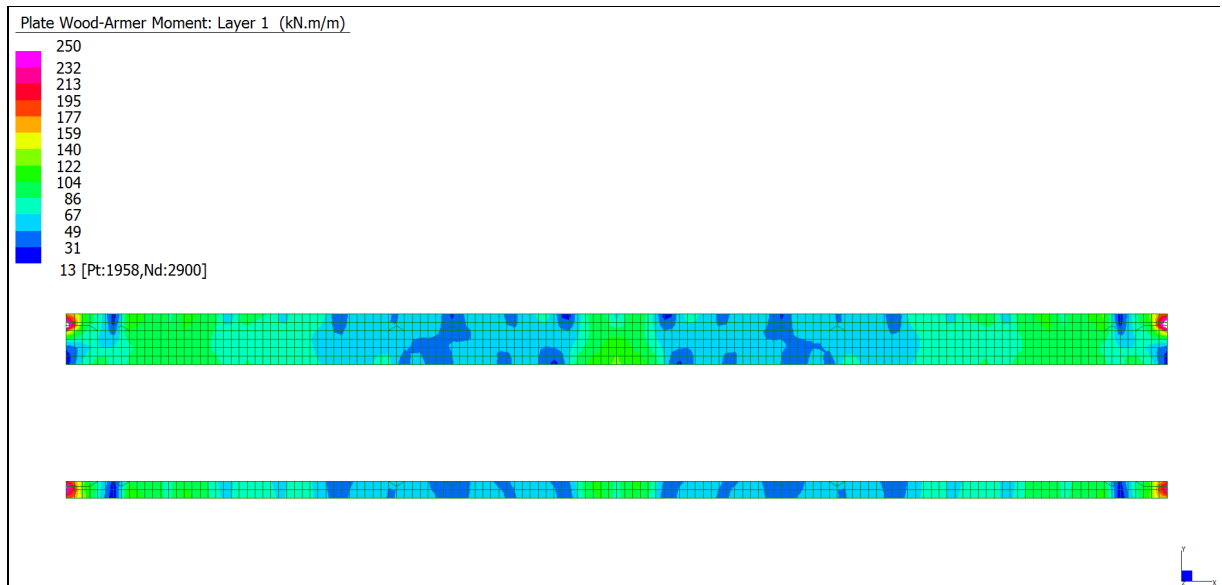


Sforzo Normale F_{XX} massimo (S.L.E. Rara)

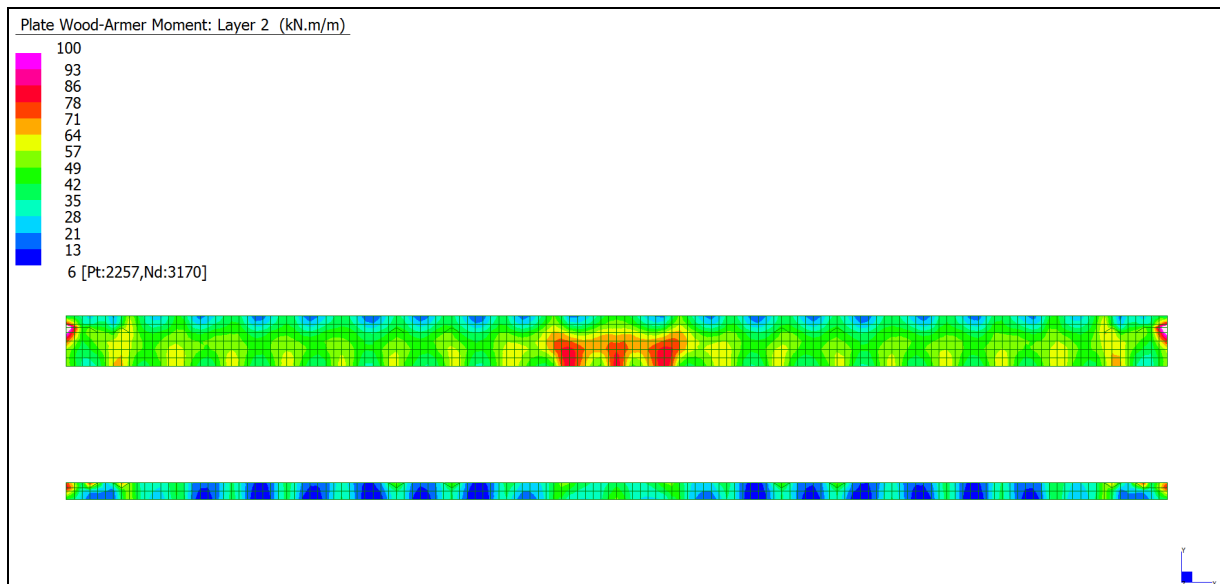


Sforzo Normale F_{XX} minimo (S.L.E. Rara)

Grafici di combinazione FREQUENTE

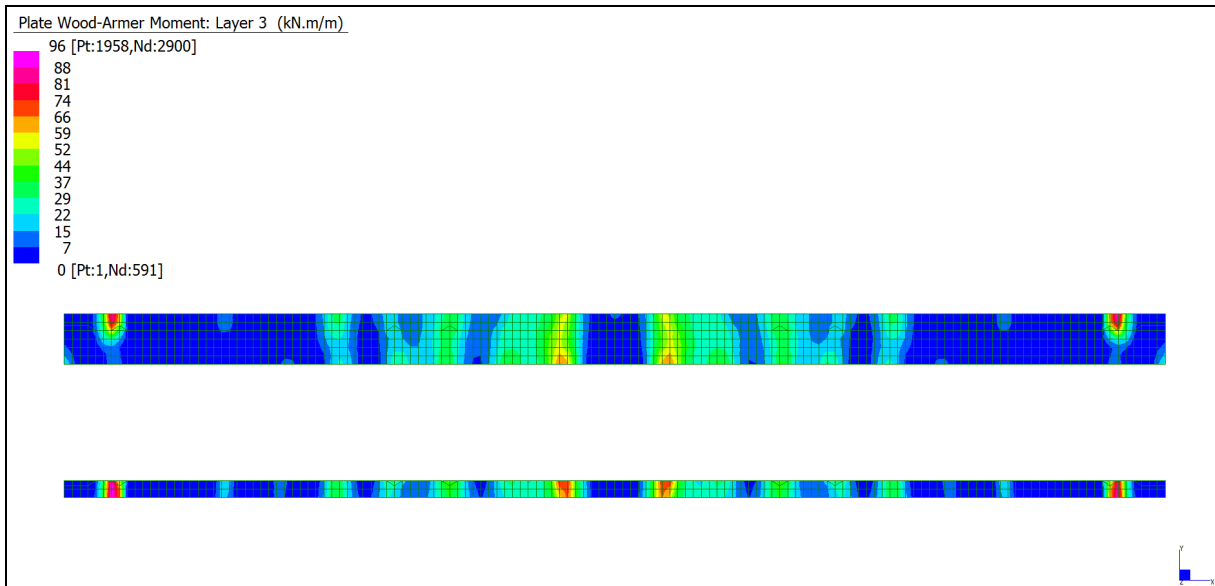


Layer 1 – Momento direzione XX inferiore (S.L.E. Frequente)

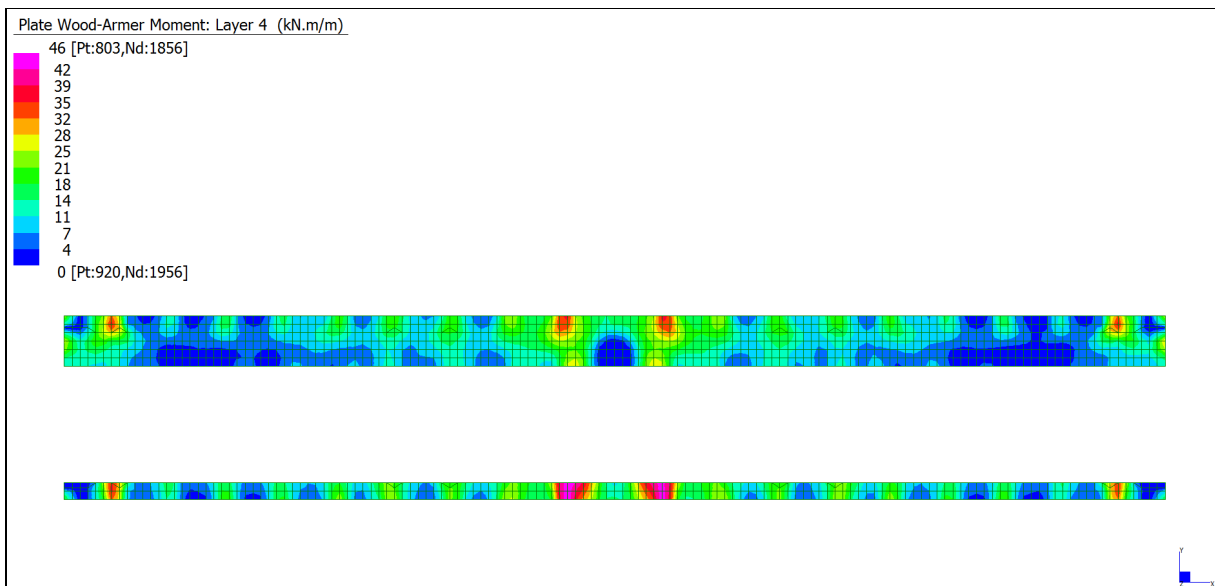


Layer 2 – Momento direzione YY inferiore (S.L.E. Frequente)

Note de des culées Pont sur le Dora - Relazione di calcolo Ponte sulla Dora

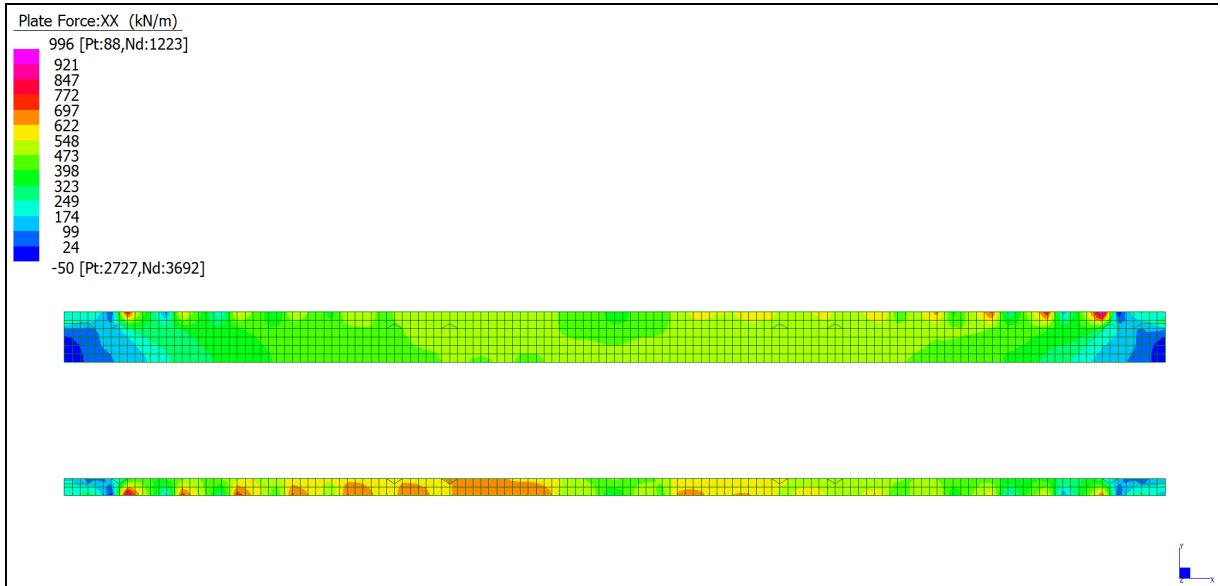


Layer 3 – Momento direzione XX superiore (S.L.E. Frequente)

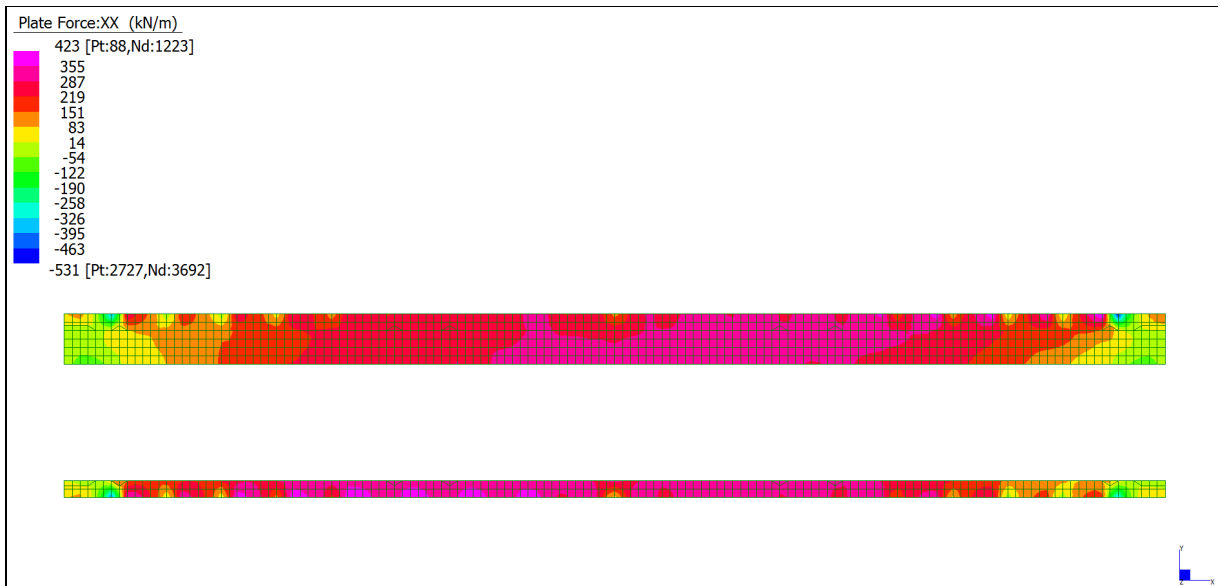


Layer 4 – Momento direzione YY superiore (S.L.E. Frequente)

Note de des culées Pont sur le Dora - Relazione di calcolo Ponte sulla Dora

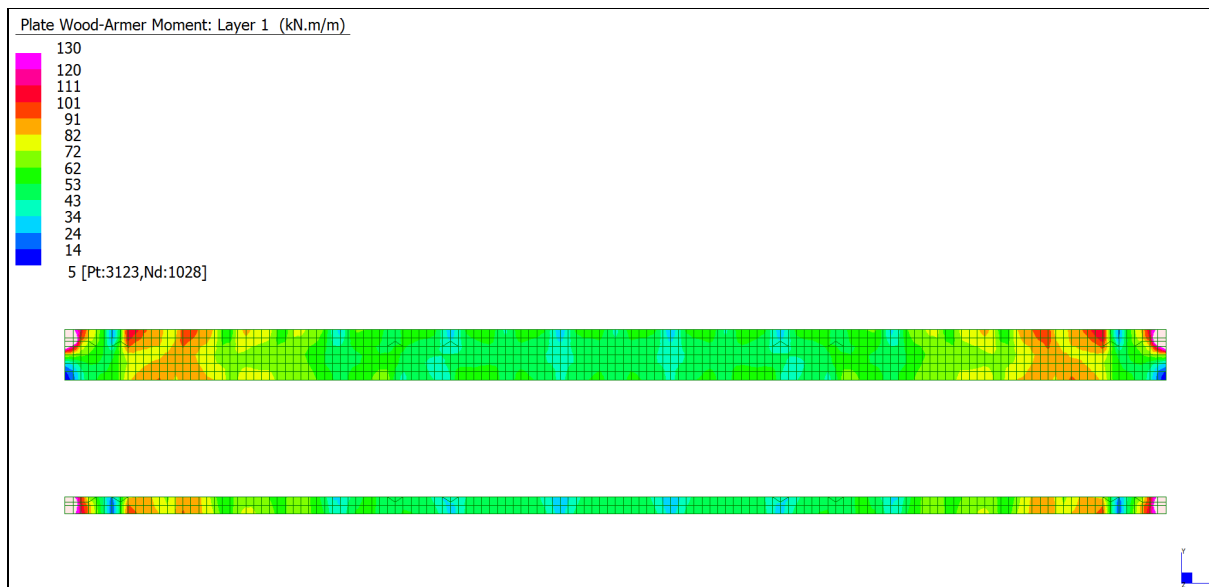


Sforzo Normale F_{XX} massimo (S.L.E. Frequente)

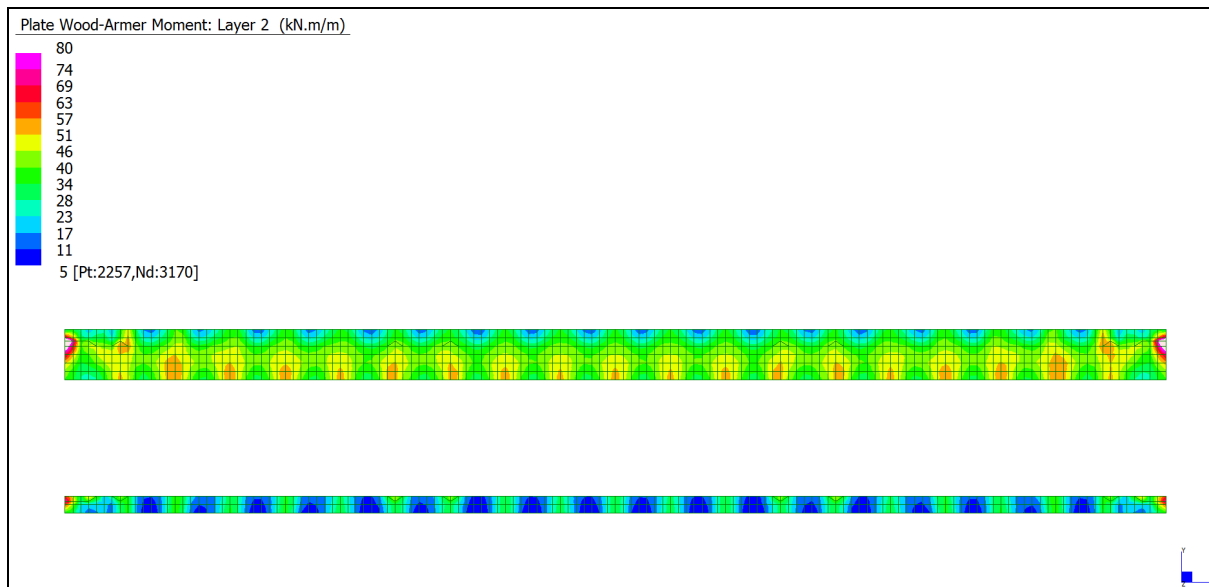


Sforzo Normale F_{XX} minimo (S.L.E. Frequente)

Grafici di combinazione QUASI PERMANENTE

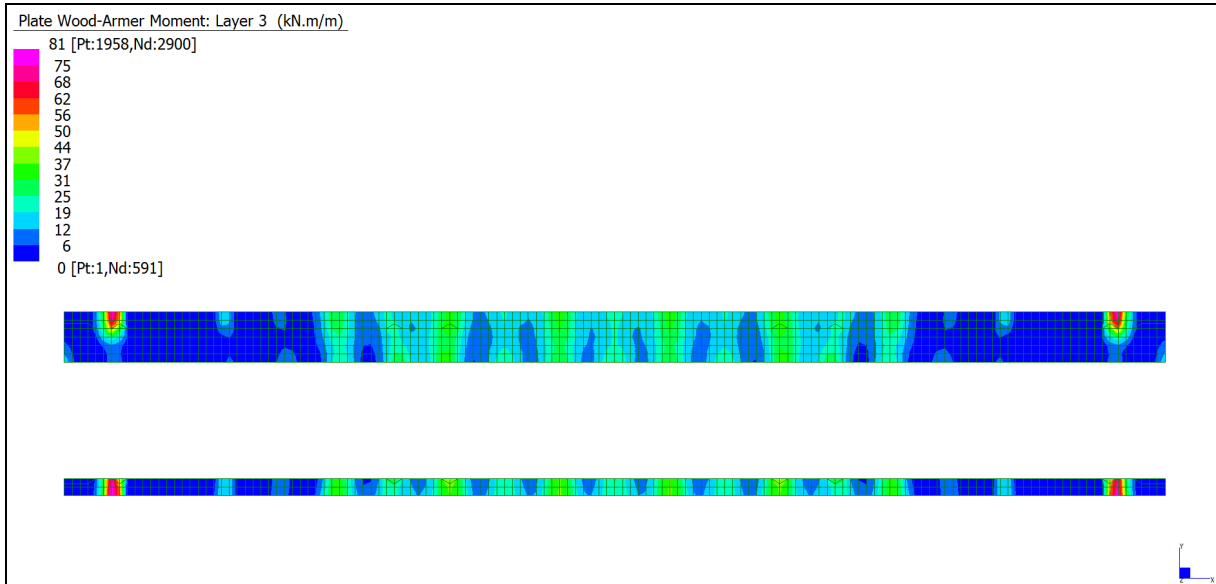


Layer 1 – Momento direzione XX inferiore (S.L.E. Quasi permanente)

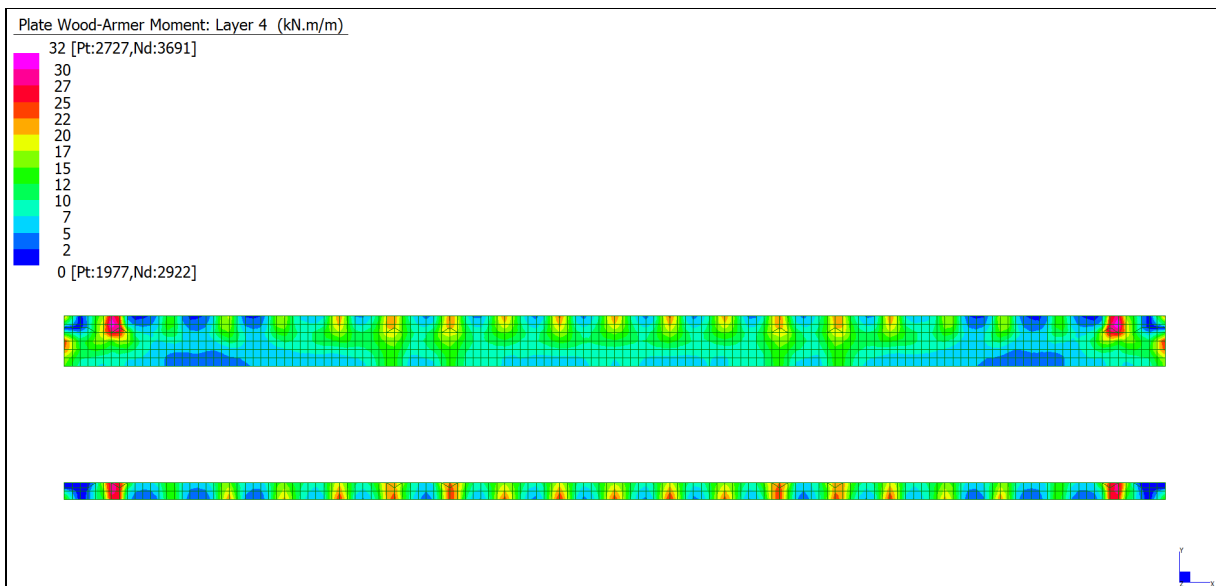


Layer 2 – Momento direzione YY inferiore (S.L.E. Quasi permanente)

Note de des culées Pont sur le Dora - Relazione di calcolo Ponte sulla Dora

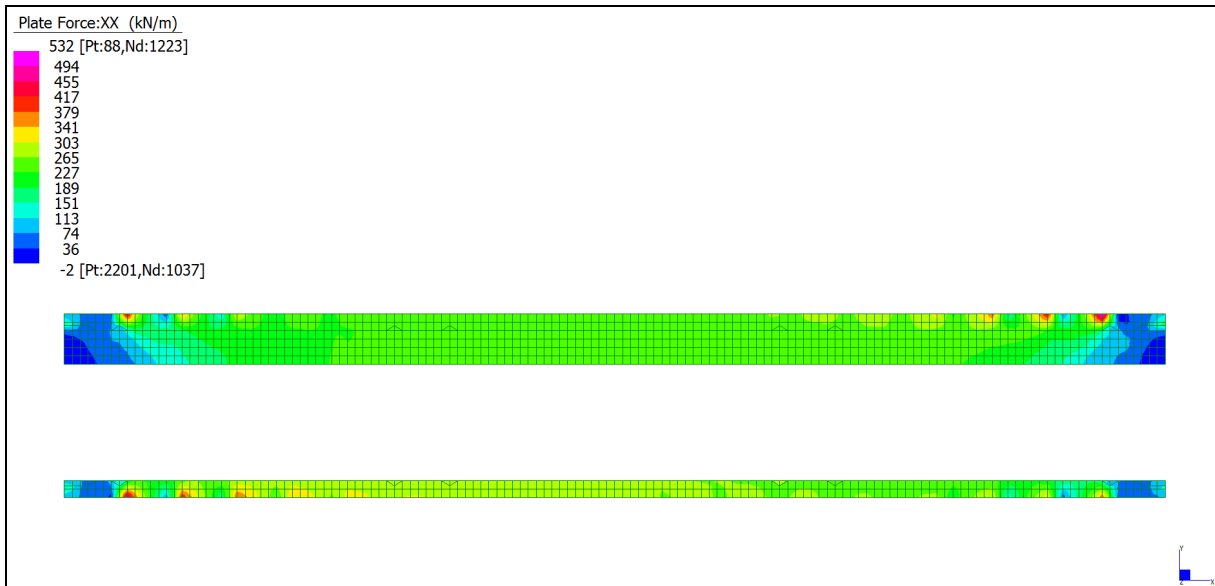


Layer 3 – Momento direzione XX superiore (S.L.E. Quasi permanente)

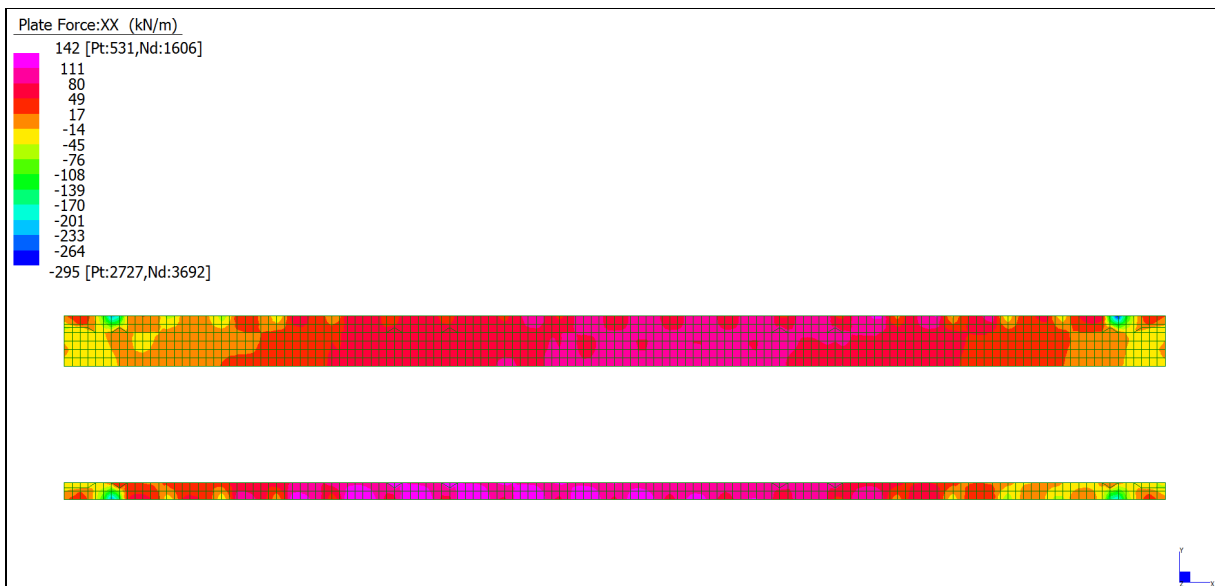


Layer 4 – Momento direzione YY superiore (S.L.E. Quasi permanente)

Note de des culées Pont sur le Dora - Relazione di calcolo Ponte sulla Dora



Sforzo Normale F_{XX} massimo (S.L.E. Quasi Permanente)



Sforzo Normale F_{XX} minimo (S.L.E. Quasi Permanente)

Note de des culées Pont sur le Dora - Relazione di calcolo Ponte sulla Dora

VERIFICHE A SLU

Le verifiche riportate nel seguito tengono conto di valori sollecitanti prelevati dal modello, a meno dello spessore degli elementi ed escludendo i valori di picco dovuti alla precisione della mesh.

Nel presente elemento strutturale si dispone:

- un'armatura longitudinale base pari a $\Phi 26/10$ (sia a livello superiore che inferiore) caratterizzata da $M_{Rd}(N=0) = 709$ kNm;
- un'armatura trasversale base pari a $\Phi 16/20$ (sia a livello superiore che inferiore) caratterizzata da $M_{Rd} = 164$ kNm.

Nelle verifiche che seguono si sono considerate le sezioni maggiormente sollecitate e in particolare lo strato più esterno è comprensivo sia delle armature base che quelle integrative. Nelle tabelle si è indicato sforzo Normale di trazione con segno negativo (-).

Elemento	Strato	b	h	d ₁	d ₂	d'	Armatura			n _{Ed}	m _{Ed}	m _{Rd}	VER
		cm	cm	cm	cm	cm	As ₁	As ₂	As'	kN/m	kNm/m	kNm/m	
sp= 46cm	Inf. XX - Nmax	100	46	39	-	7	$\Phi 26/10$	-	$\Phi 26/10$	-1600	164	450	Si
sp= 46cm	Inf. XX - Nmin	100	46	39	-	7	$\Phi 26/10$	-	$\Phi 26/10$	1000	164	864	Si
sp= 46cm	Inf. YY	100	46	36	36	10	$\Phi 16/20$	$\Phi 16/20$	$\Phi 16/20$	-	150	280	Si
sp= 46cm	Sup. XX - Nmax	100	46	39	-	7	$\Phi 26/10$	-	$\Phi 26/10$	-1600	170	450	Si
sp= 46cm	Sup. XX - Nmin	100	46	39	-	7	$\Phi 26/10$	-	$\Phi 26/10$	1000	170	864	Si
sp= 46cm	Sup. YY	100	46	36	-	10	$\Phi 16/20$	-	$\Phi 16/20$	-	99	164	Si

Tabella verifiche flessionali (S.L.U.) – Soletta

SLU	b	h	d	A _c	A _{sl}	A _{sw}	α	ϑ	V _{Ed}	V _{Rsd}	V _{Rcd}	VER
	cm	cm	cm	cm ²			[°]	[°]	kN/m	kN/m	kN/m	
ZX	100	46	39	4600	$\Phi 26/10$	$\Phi 14/20/20$	90	26,6	600	1056	1322	Si
ZY	100	46	36	4600	$\Phi 16/20$	$\Phi 14/20/20$	90	26,6	400	974	1220	Si

Tabella verifiche taglio (S.L.U.) – Soletta

Note de des culées Pont sur le Dora - Relazione di calcolo Ponte sulla Dora

VERIFICHE A SLE

Si deve verificare che le tensioni nell'acciaio e nel calcestruzzo, nonché i limiti di apertura fessure, non eccedano le seguenti quantità:

[combinazione rara] $\sigma_c < 0,60 \cdot f_{ck} = 19,92 N/mm^2$; $\sigma_s < 0,8 \cdot f_{yk} = 360 N/mm^2$

[combinazione frequente] $w \leq 0,20$ mm;

[combinazione quasi permanente] $w \leq 0,20$ mm; $\sigma_c < 0,45 \cdot f_{ck} = 14,94 N/mm^2$

Nelle tabelle si è indicato sforzo Normale di trazione con segno negativo (-).

Sono state considerate, a seconda della verifica eseguita, la condizione di massima trazione (s.l. fessurazione) e la condizione di massima compressione dell'elemento (s.l. compressione calcestruzzo).

Elemento	Strato	b	h	d ₁	d ₂	d'	Armatura			n _{Ed}	m _{Ed}	σ _c		σ _s	
		cm	cm	cm	cm	cm	As ₁	As ₂	As'	kN/m	kNm/m	MPa	MPa	MPa	MPa
sp= 46cm	Inf. XX - Nmax	100	46	39	-	7	φ26/10	-	φ26/10	-1100	110	0,00	≤ 19,92	168	≤ 360
sp= 46cm	Inf. XX - Nmin	100	46	39	-	7	φ26/10	-	φ26/10	200	110	2,96	≤ 19,92	45	≤ 360
sp= 46cm	Inf. YY	100	46	36	36	10	φ16/20	φ16/20	φ16/20		115	5,87	≤ 19,92	189	≤ 360
sp= 46cm	Sup. XX - Nmax	100	46	39	-	7	φ26/10	-	φ26/10	-1100	120	0,00	≤ 19,92	174	≤ 360
sp= 46cm	Sup. XX - Nmin	100	46	39	-	7	φ26/10	-	φ26/10	200	120	3,22	≤ 19,92	50	≤ 360
sp= 46cm	Sup. YY	100	46	36	-	10	φ16/20	-	φ16/20		60	4,08	≤ 19,92	180	≤ 360

Tabella verifica limitazione tensioni (S.L.E. Rara) – Soletta

Elemento	Strato	b	h	d ₁	d ₂	d'	Armatura			n _{Ed}	m _{Ed}	w _k	
		cm	cm	cm	cm	cm	As ₁	As ₂	As'	kN/m	kNm/m	mm	mm
sp= 46cm	Inf. XX - Nmax	100	46	39	-	7	φ26/10	-	φ26/10	-700	130	0,15	≤ 0,20
sp= 46cm	Inf. YY	100	46	36	36	10	φ16/20	φ16/20	φ16/20	0	100	0,14	≤ 0,20
sp= 46cm	Sup. XX - Nmax	100	46	39	-	7	φ26/10	-	φ26/10	-700	96	0,11	≤ 0,20
sp= 46cm	Sup. YY	100	46	36	-	10	φ16/20	-	φ16/20	0	46	0,17	≤ 0,20

Tabella verifica fessurazione (S.L.E. Frequente) – Soletta

Elemento	Strato	b	h	d ₁	d ₂	d'	Armatura			n _{Ed}	m _{Ed}	σ _c		w _k	
		cm	cm	cm	cm	cm	As ₁	As ₂	As'	kN/m	kNm/m	MPa	MPa	mm	mm
sp= 46cm	Inf. XX - Nmax	100	46	39	-	7	φ26/10	-	φ26/10	-400	110			0,06	≤ 0,20
sp= 46cm	Inf. XX - Nmin	100	46	39	-	7	φ26/10	-	φ26/10	150	110	2,91	≤ 14,94		
sp= 46cm	Inf. YY	100	46	36	36	10	φ16/20	φ16/20	φ16/20		60	3,06	≤ 14,94	0,08	≤ 0,20
sp= 46cm	Sup. XX - Nmax	100	46	39	-	7	φ26/10	-	φ26/10	-400	80			0,06	≤ 0,20
sp= 46cm	Sup. XX - Nmin	100	46	39	-	7	φ26/10	-	φ26/10	150	80	2,16	≤ 14,94		
sp= 46cm	Sup. YY	100	46	36	-	10	φ16/20	-	φ16/20		32	2,18	≤ 14,94	0,12	≤ 0,20

Tabella verifica limitazione tensioni / fessurazione (S.L.E. Quasi Permanente) – Soletta

Le verifiche risultano soddisfatte.

13. STRUTTURE METALLICHE

13.1 DIAGRAMMI DELLE SOLLECITAZIONI

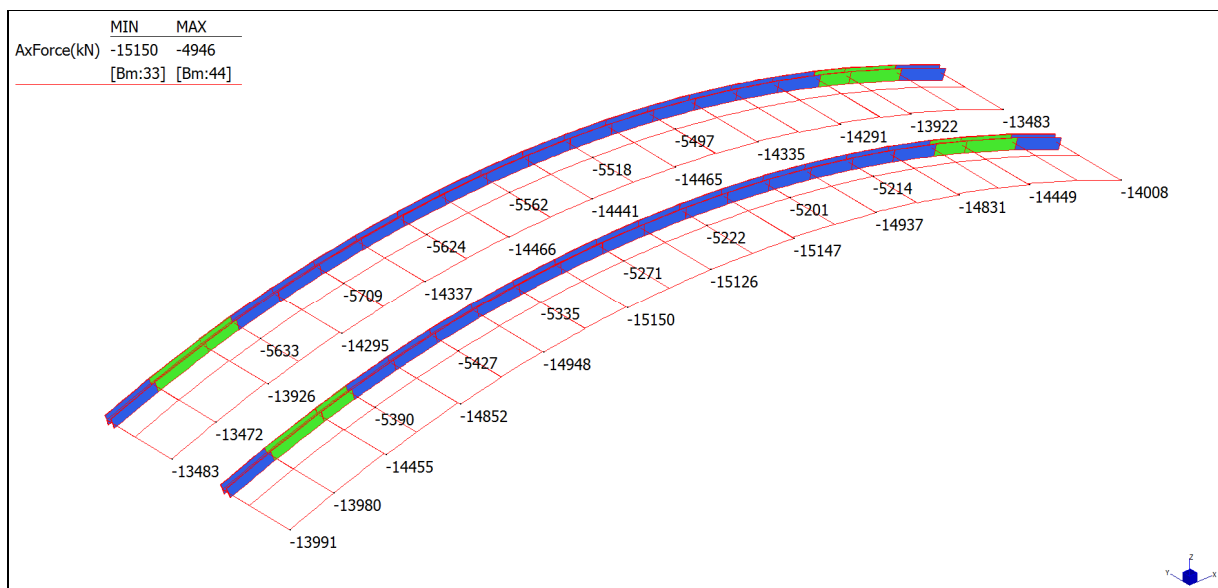
Si riportano le sollecitazioni agenti nella struttura metallica del ponte ricavate dall'involuppo che riunisce lo S.L.U. statico e sismico.

Le Sollecitazioni sono prelevate dal modello caratterizzato dal modulo elastico del calcestruzzo di sezione fessurata $E_{cm,fess} = 50\% E_{cm}$.

Gli assi locali al quale si riferiscono i diagrammi sono esposti al paragrafo 13.3, nella sezione in cui si esplicitano le caratteristiche geometriche e meccaniche degli elementi strutturali.

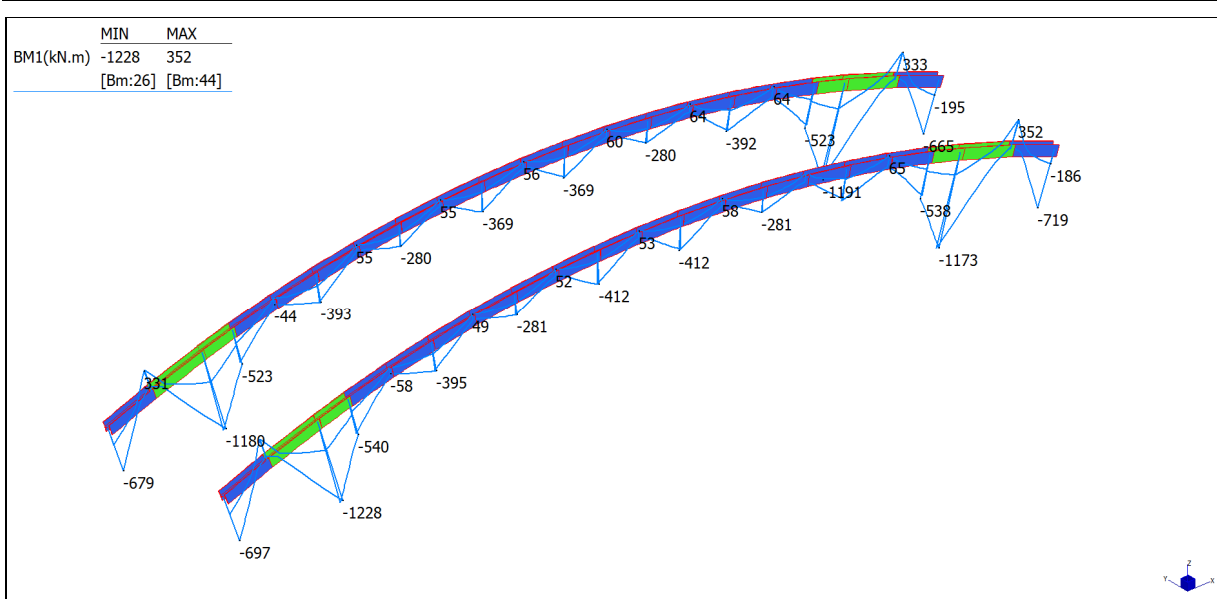
Nei grafici relativi allo sforzo Normale il segno “-” indica compressione.

Diagrammi delle Sollecitazioni:

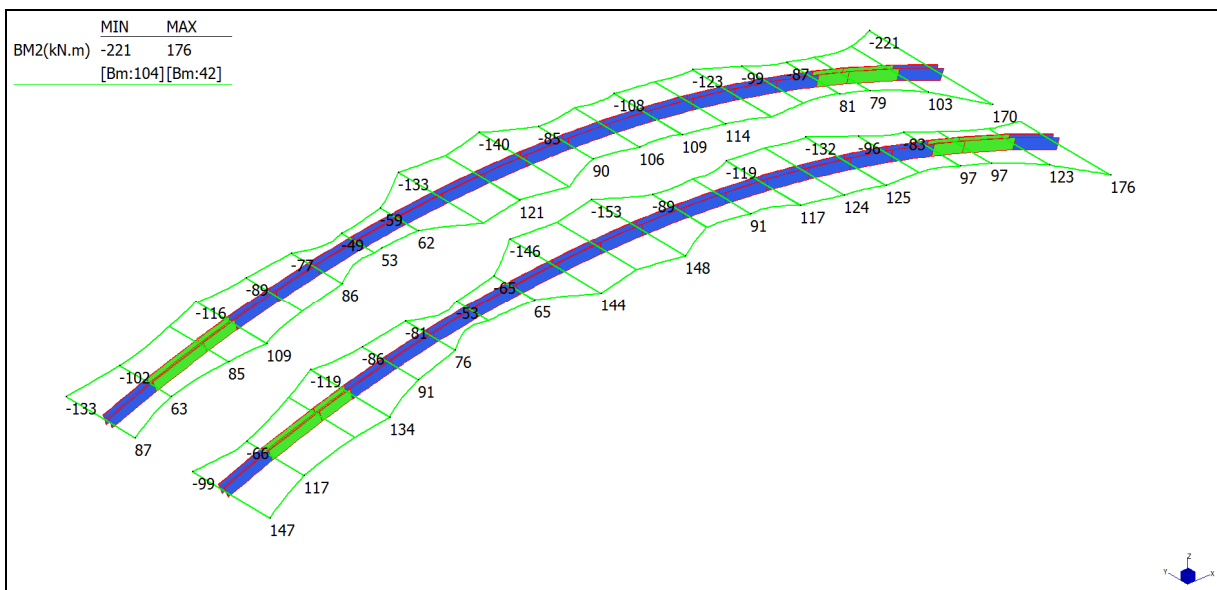


Arco - Sforzo Normale - (involuppo S.L.U.)

Note de des culées Pont sur le Dora - Relazione di calcolo Ponte sulla Dora

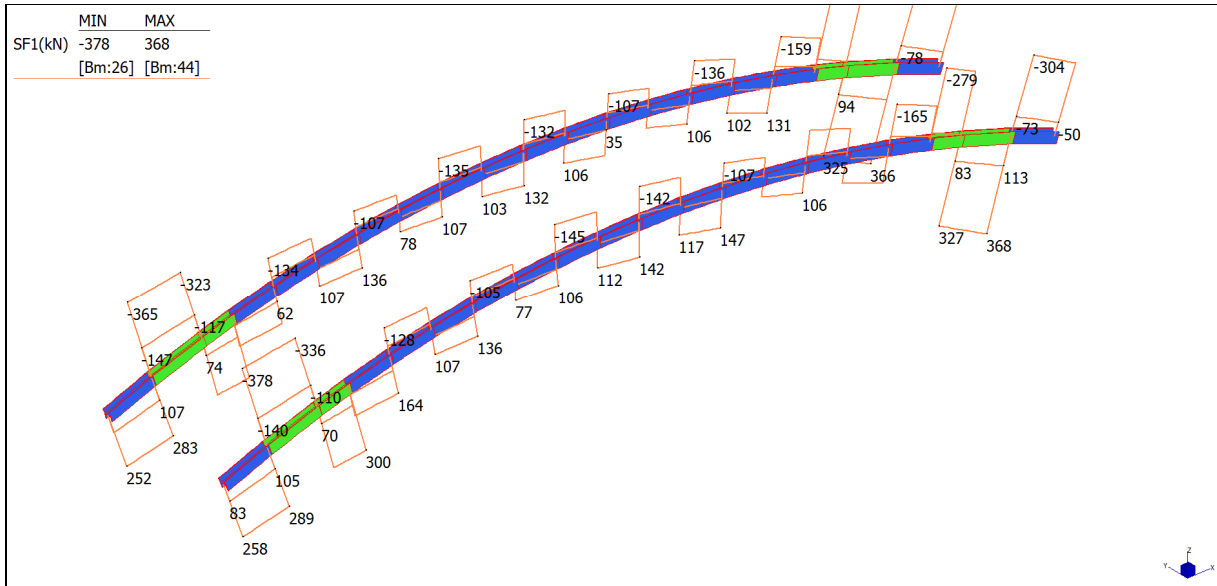


Arco – Momenti flettenti M1 - (inviluppo S.L.U.)

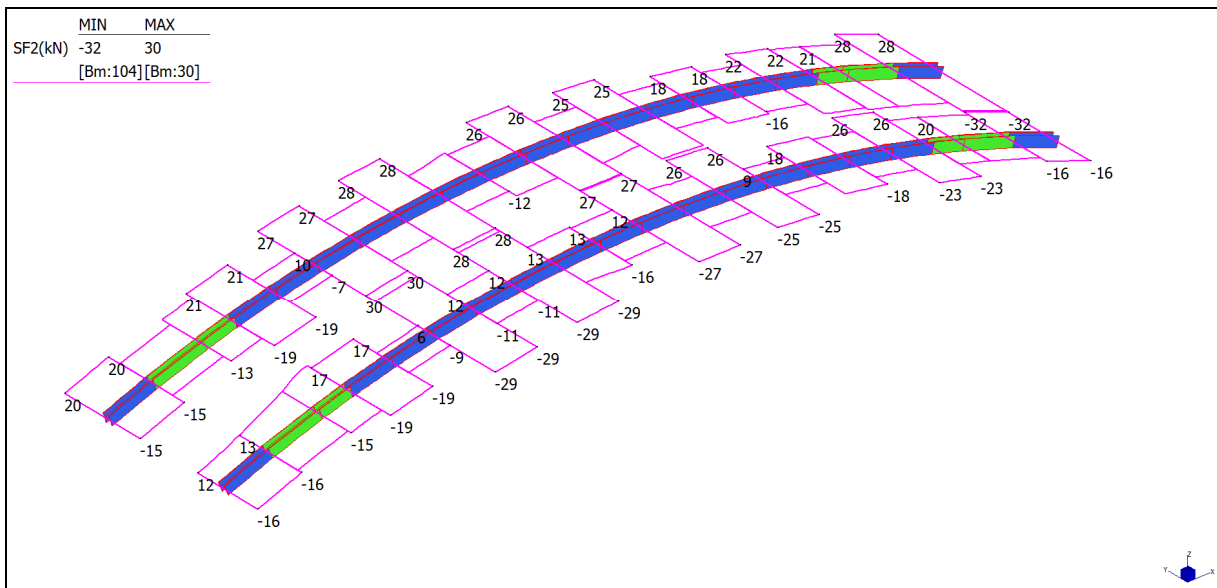


Arco – Momenti flettenti M2 - (inviluppo S.L.U.)

Note de des culées Pont sur le Dora - Relazione di calcolo Ponte sulla Dora

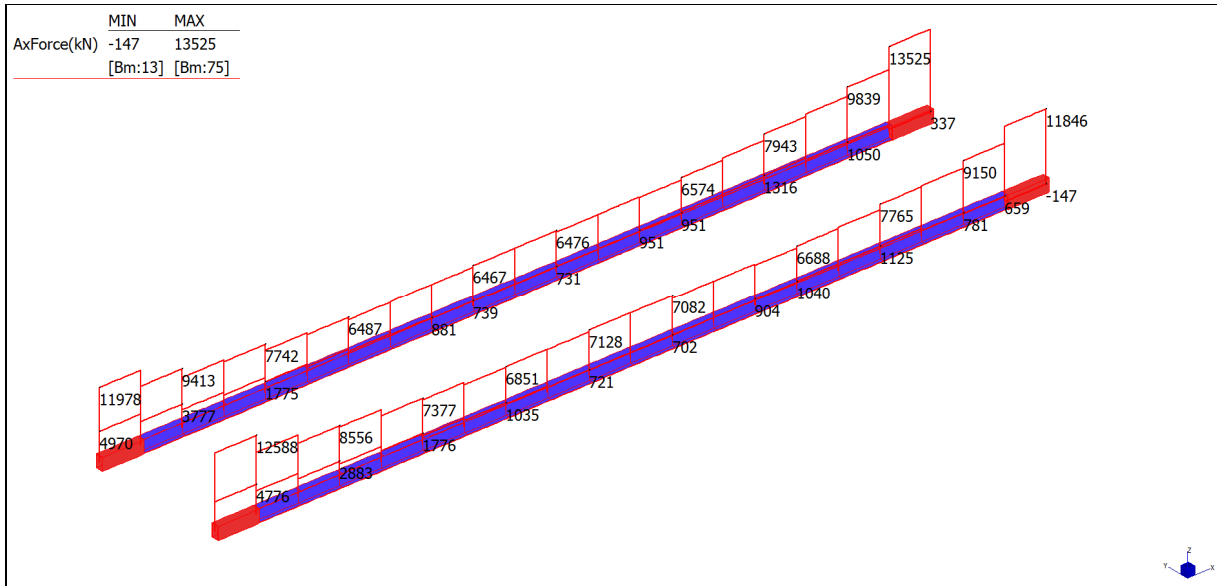


Arco – Taglio VI - (involuppo S.L.U.)

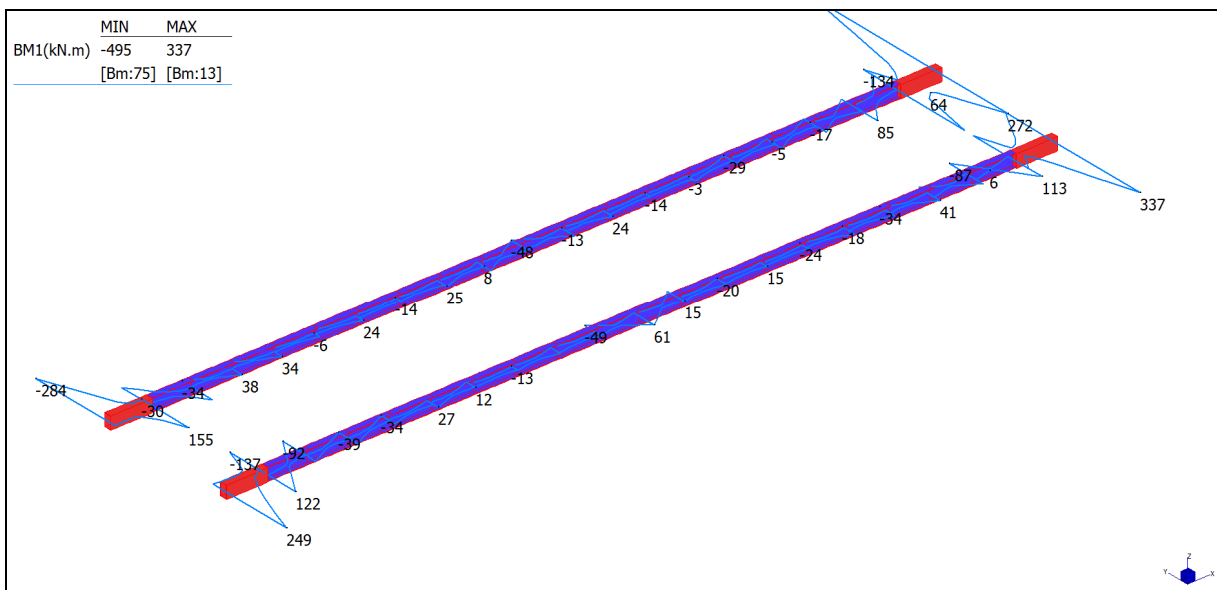


Arco – Taglio V2 - (involuppo S.L.U.)

Note de des culées Pont sur le Dora - Relazione di calcolo Ponte sulla Dora

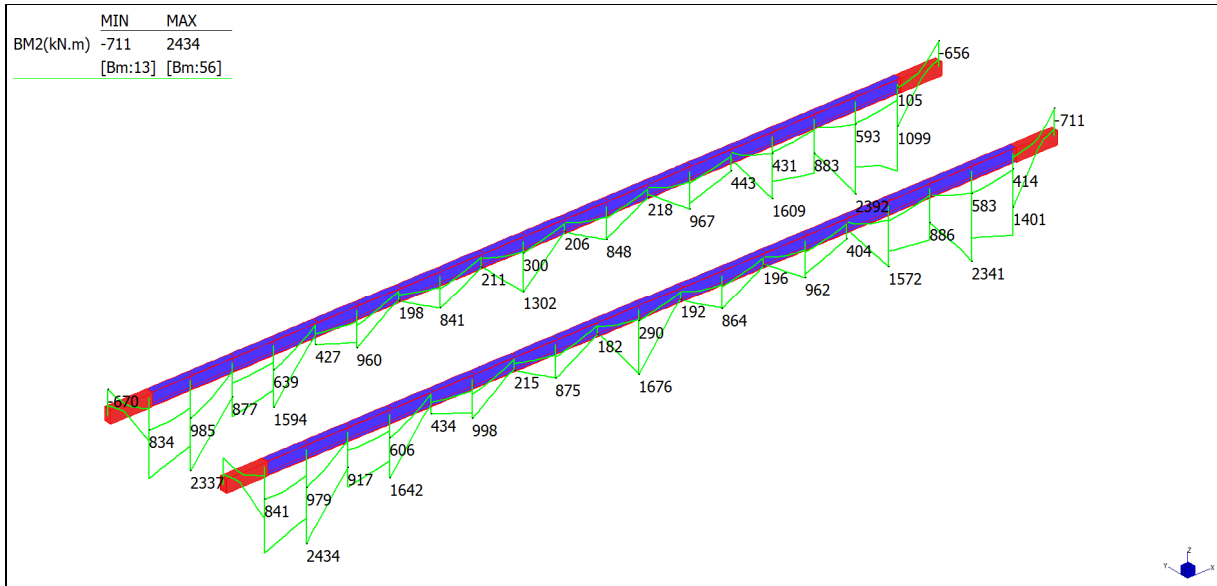


Travi longitudinali - Sforzo Normale - (involuppo S.L.U.)

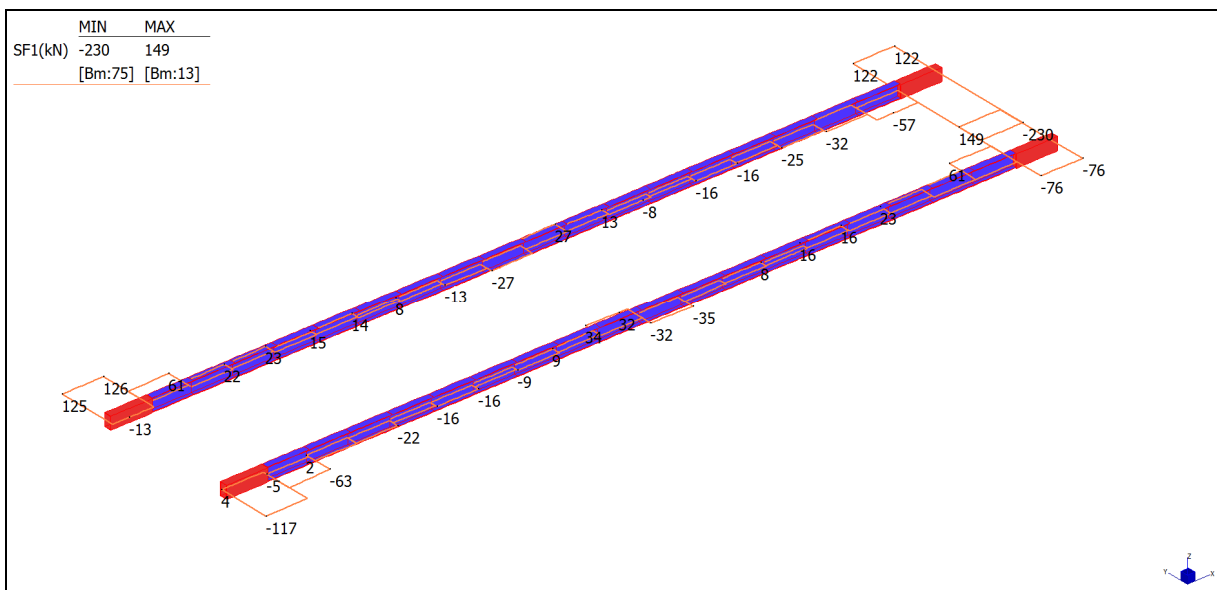


Travi longitudinali – Momenti flettenti M1 - (involuppo S.L.U.)

Note de des culées Pont sur le Dora - Relazione di calcolo Ponte sulla Dora

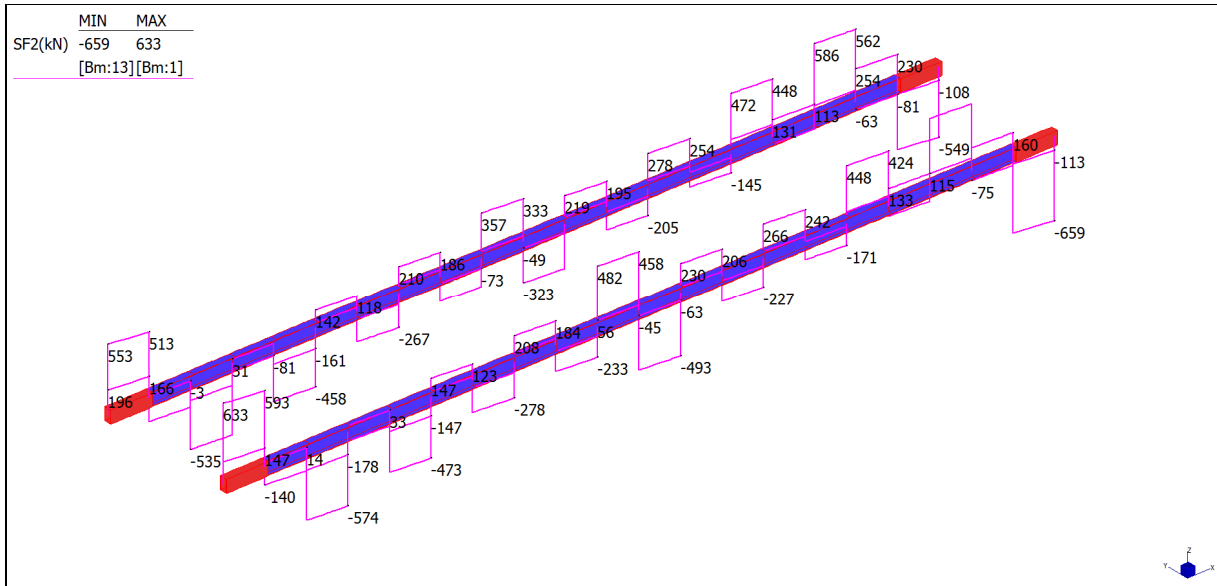


Travi longitudinali – Momenti flettenti M2 - (involuppo S.L.U.)

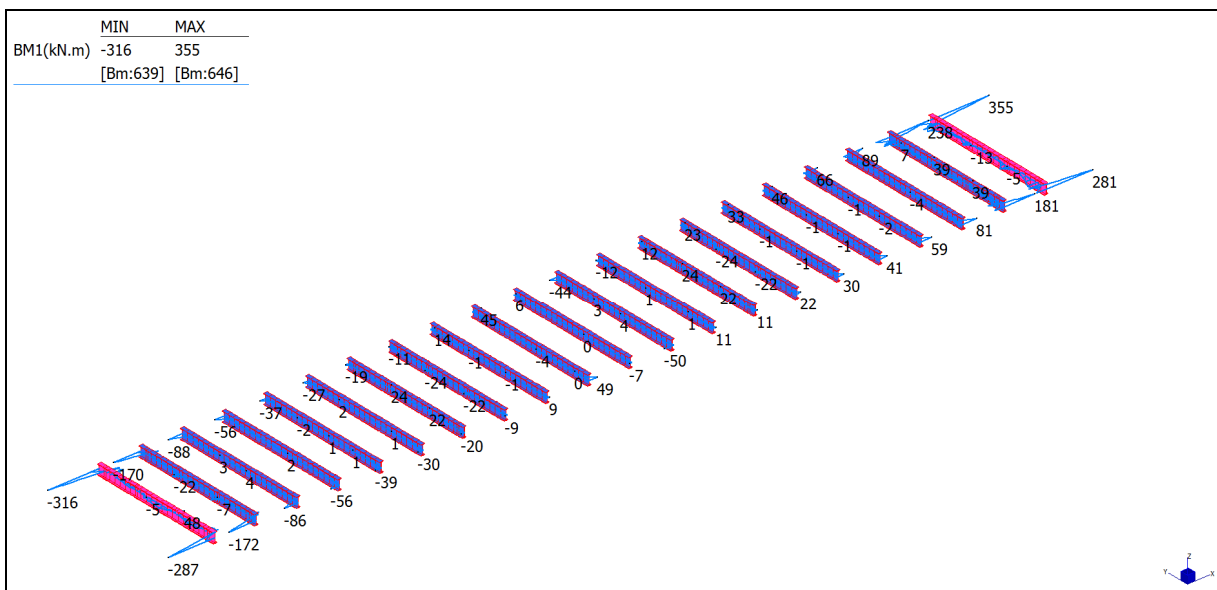


Travi longitudinali – Taglio V1 - (involuppo S.L.U.)

Note de des culées Pont sur le Dora - Relazione di calcolo Ponte sulla Dora

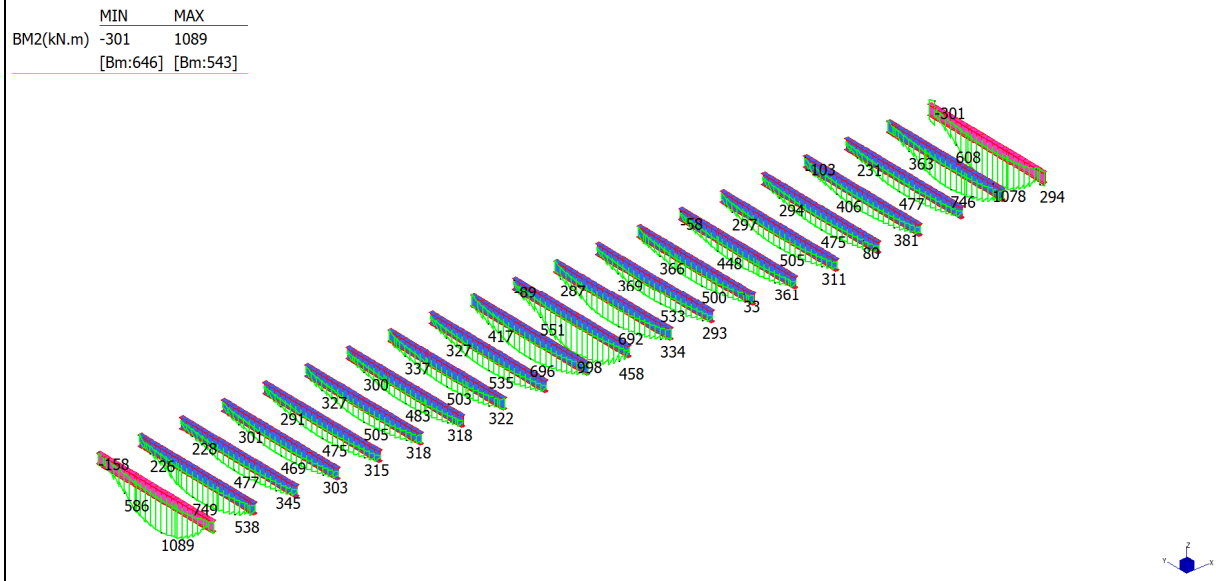


Travi longitudinali – Taglio V2 - (involuppo S.L.U.)

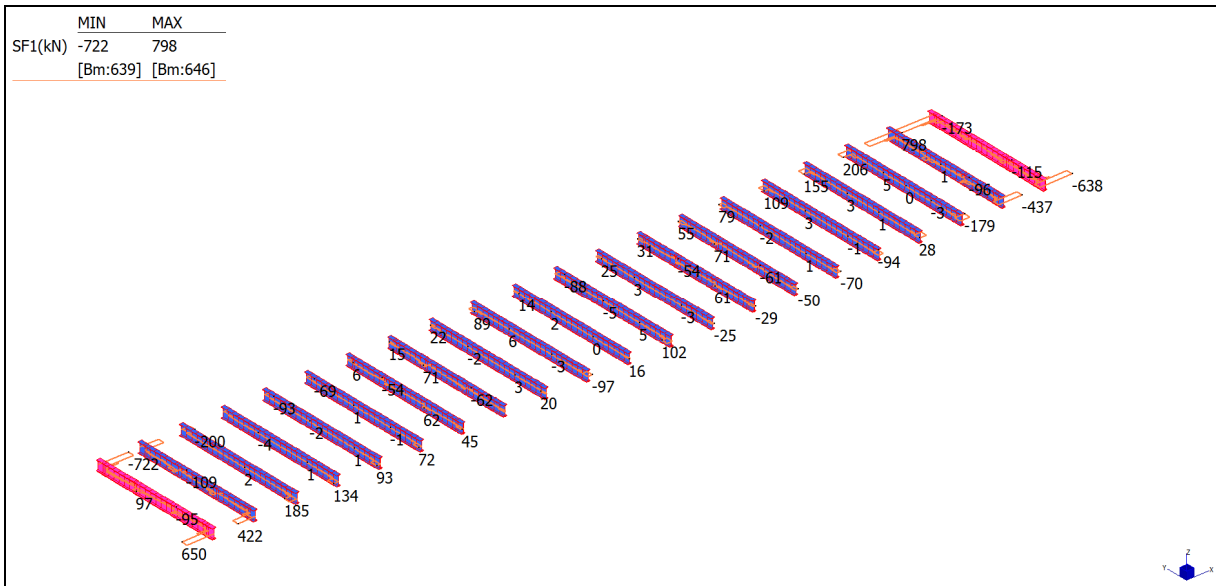


Traverso – Momenti flettenti M1 - (involuppo S.L.U.)

Note de des culées Pont sur le Dora - Relazione di calcolo Ponte sulla Dora

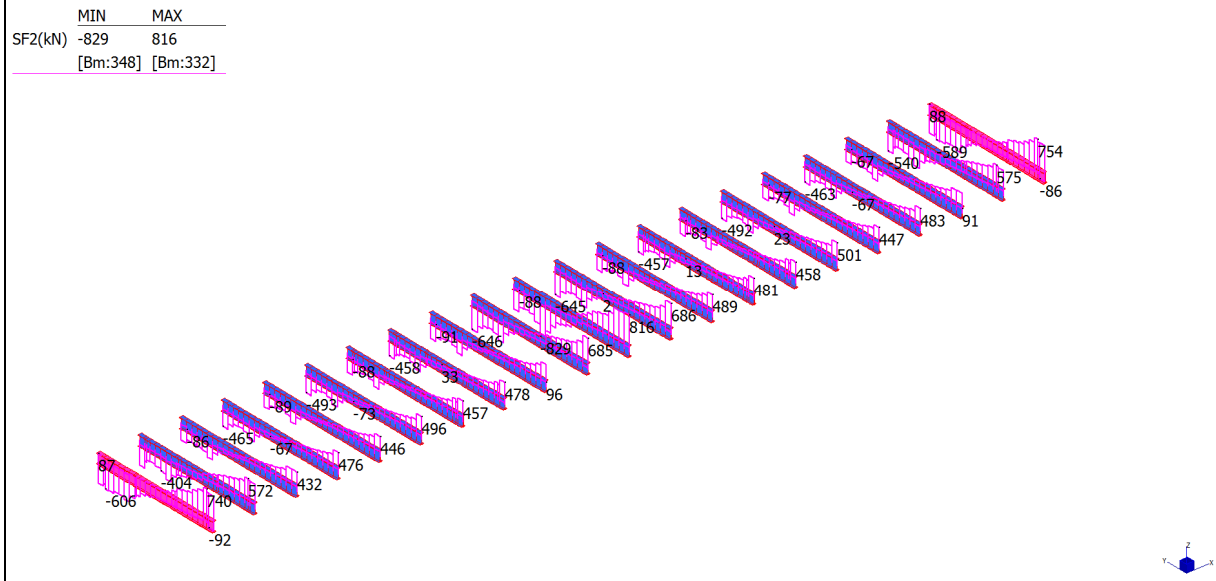


Traverso – Momenti flettenti M2 - (involuppo S.L.U.)

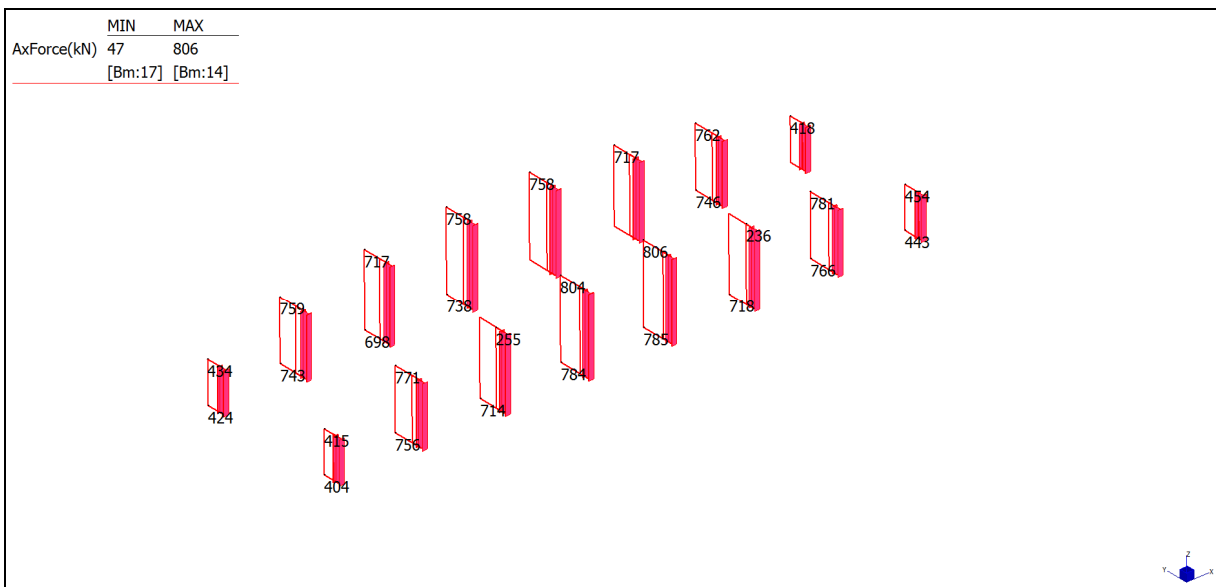


Traverso – Taglio V1 - (involuppo S.L.U.)

Note de des culées Pont sur le Dora - Relazione di calcolo Ponte sulla Dora

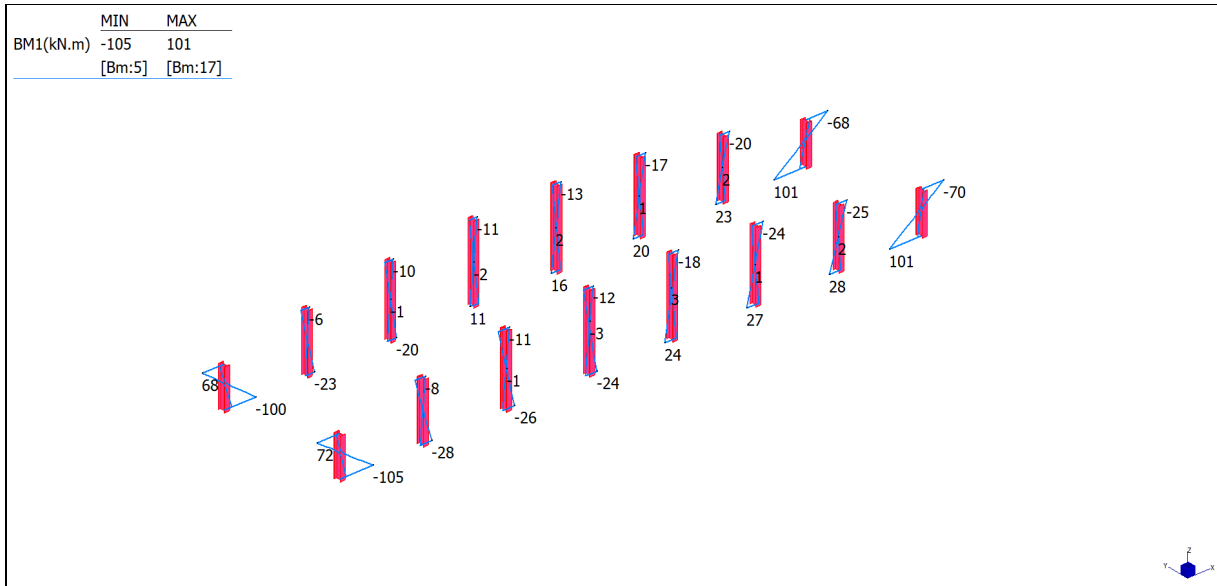


Traverso – Taglio V2 - (involuppo S.L.U.)

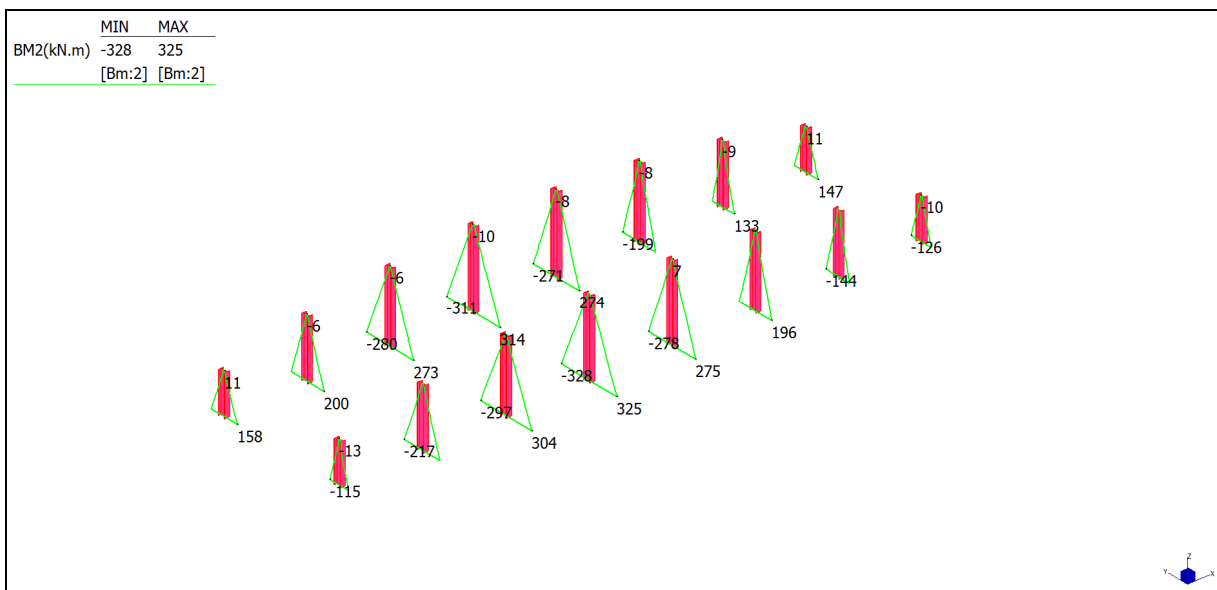


Montanti - Sforzo Normale - (involuppo S.L.U.)

Note de des culées Pont sur le Dora - Relazione di calcolo Ponte sulla Dora

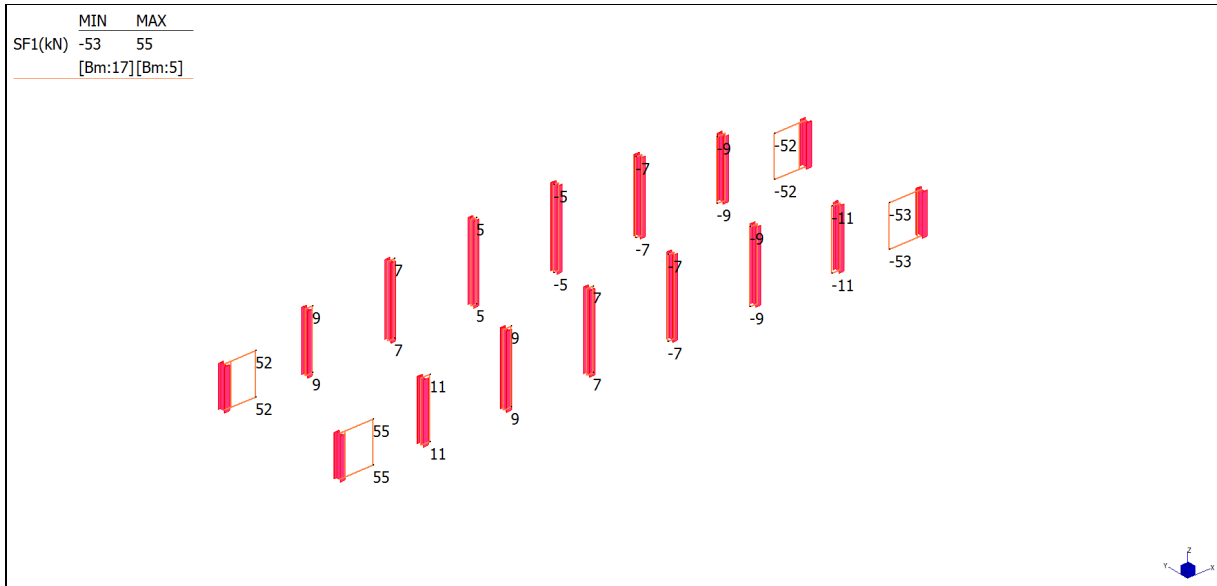


Montanti – Momenti flettenti M1 - (involuppo S.L.U.)

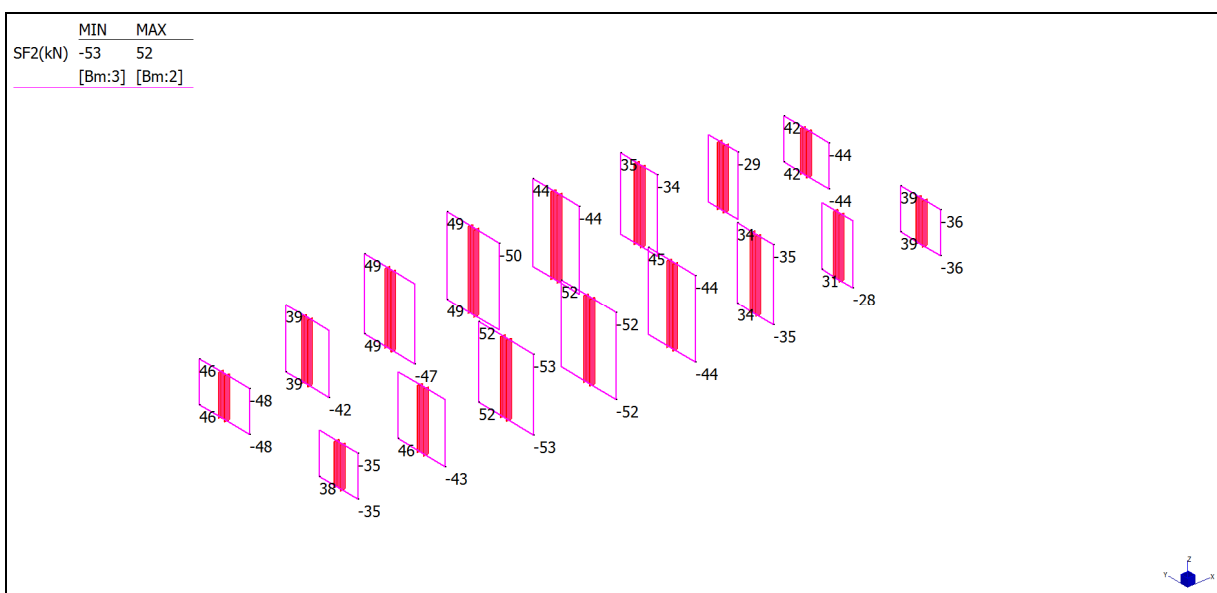


Montanti – Momenti flettenti M2 - (involuppo S.L.U.)

Note de des culées Pont sur le Dora - Relazione di calcolo Ponte sulla Dora

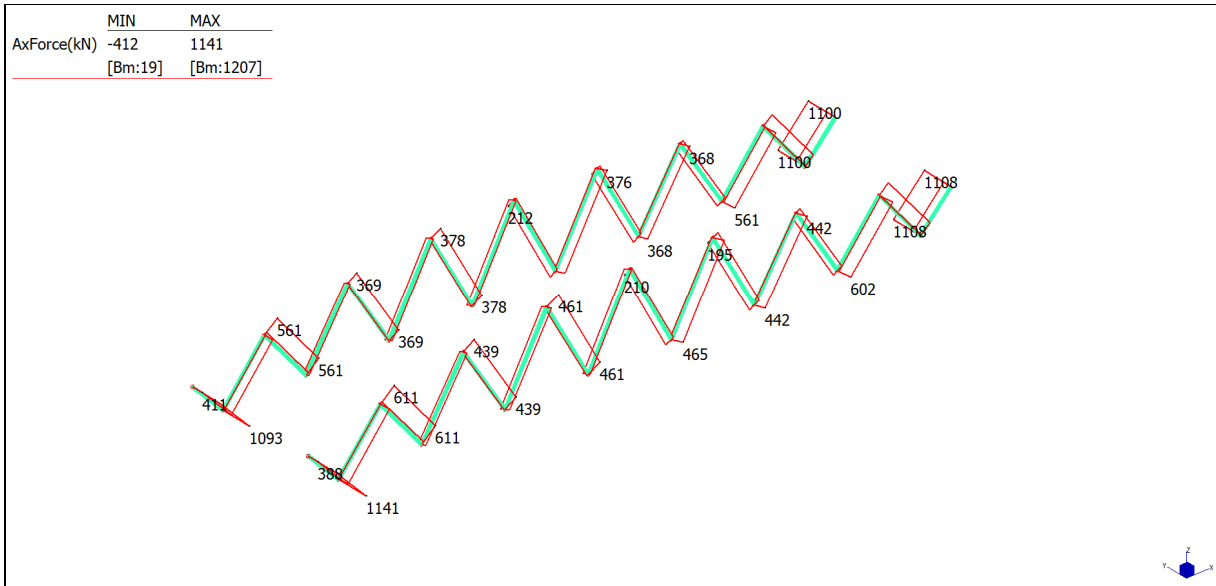


Montanti – Taglio V1 - (involuppo S.L.U.)

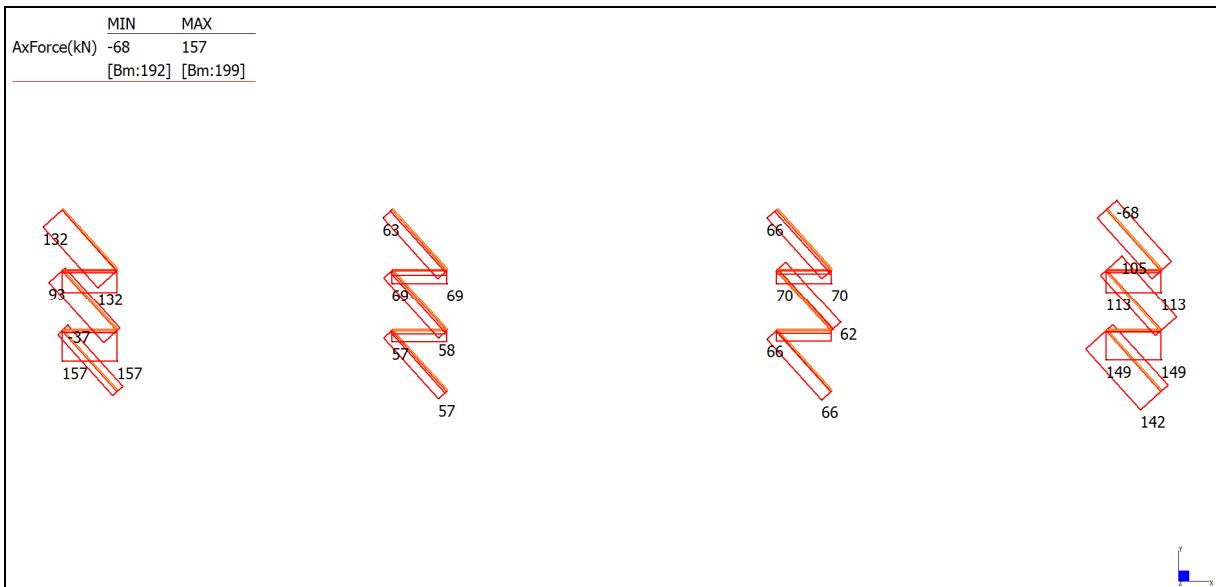


Montanti – Taglio V2 - (involuppo S.L.U.)

Note de des culées Pont sur le Dora - Relazione di calcolo Ponte sulla Dora



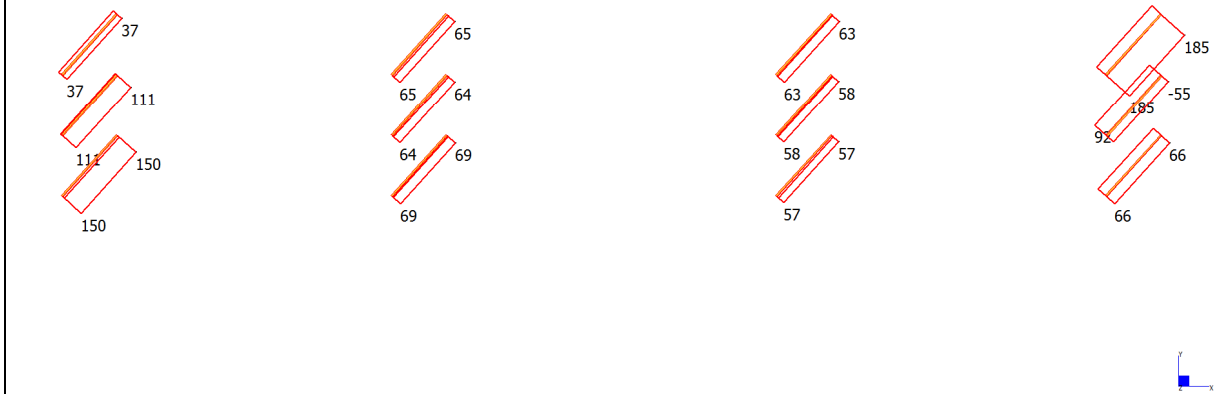
Diagonali - Sforzo Normale - (involuppo S.L.U.)



Controventi di piano - Sforzo Normale - (involuppo S.L.U.)

Note de des culées Pont sur le Dora - Relazione di calcolo Ponte sulla Dora

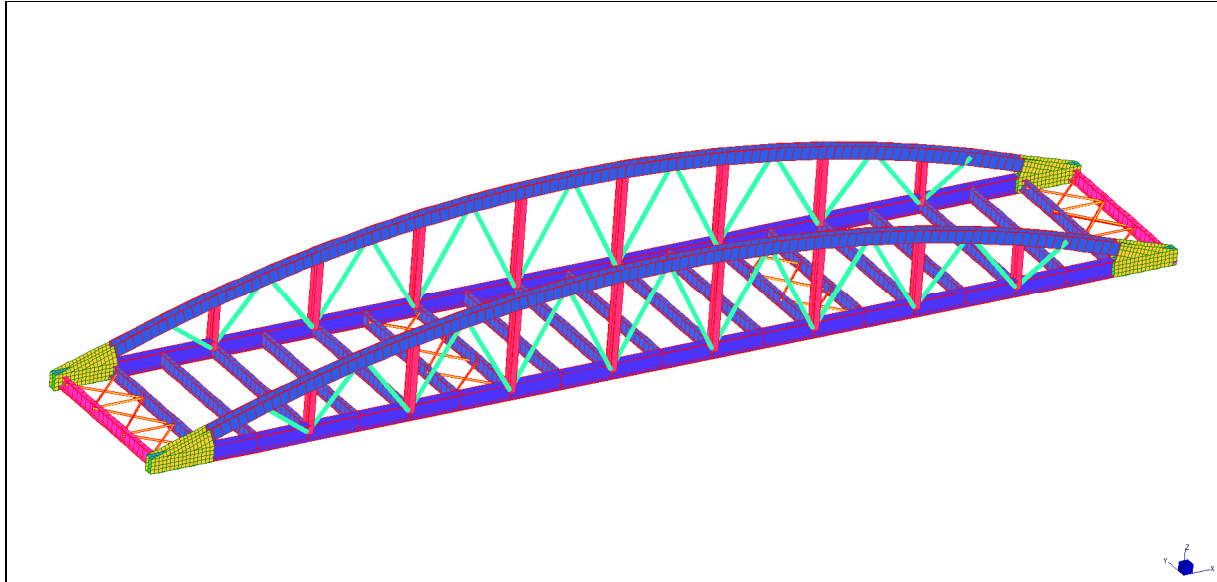
	MIN	MAX
AxForce(kN)	-76	185
	[Bm:197]	[Bm:197]



Controventi di piano - Sforzo Normale - (involuppo S.L.U.)

13.2 ANALISI DI BUCKLING

Il modello f.e.m. realizzato è stato sottoposto ad analisi di Buckling per indagare l'instabilità laterale delle reticolari in acciaio.



Vista 3D del modello f.e.m.

Questa analisi, impostata nella condizione di carico più gravosa ovvero con ponte a pieno carico e variabili concentrati da Traffico posti in mezzeria, permette di trovare il moltiplicatore di detta combinazione che porta ad instabilità globale la struttura.

Il primo meccanismo che si instaura è l'instabilità laterale delle reticolari, la deformata che il software genera è essenziale per determinare i punti di flesso delle curvature.

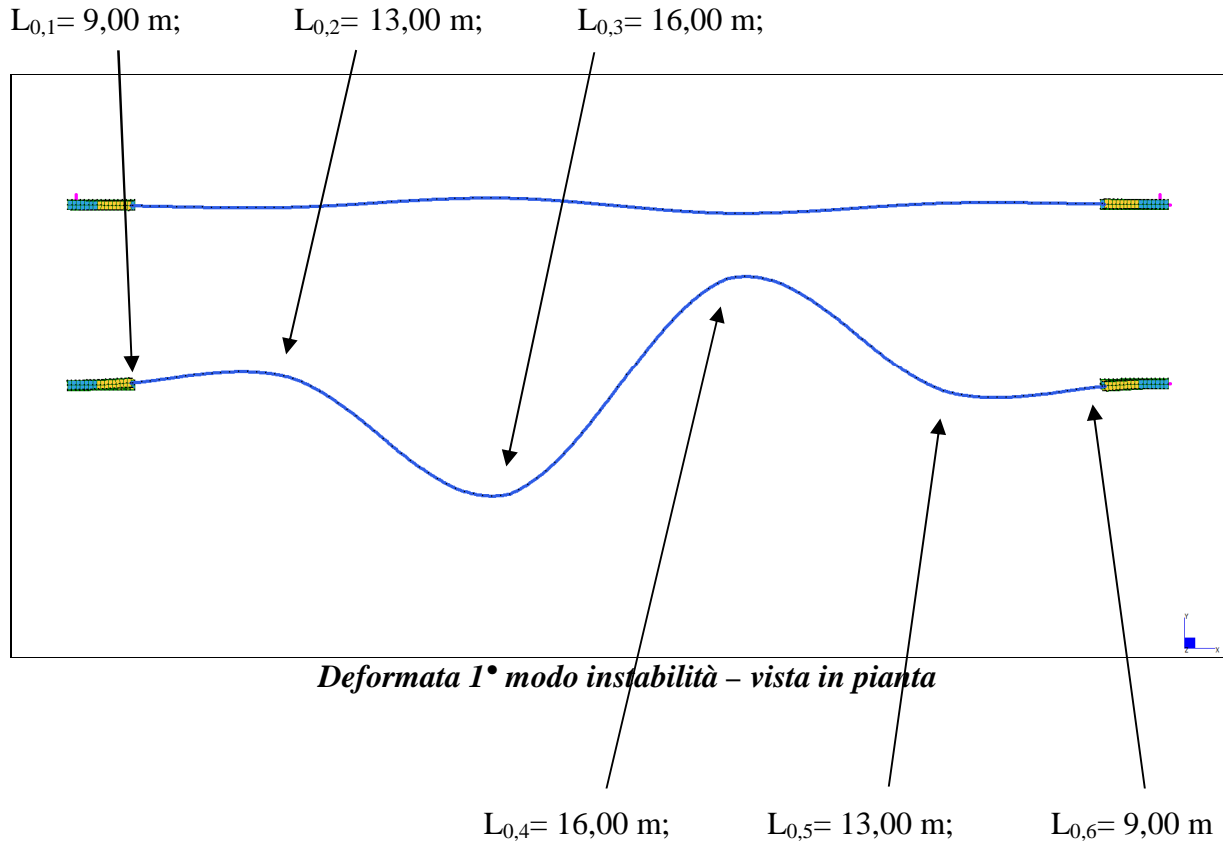
La misura della loro distanza permette di ricavare la lunghezza di libera inflessione degli elementi strutturali costituenti le reticolari, in particolare del corrente compresso superiore.

Sono stati indagate le prime 10 deformate, nella lista sottostante esse sono associate al moltiplicatore di carico.

FINAL BUCKLING RESULTS	
	LOAD FACTORS
1	4.95216889E+00
2	4.98279181E+00
3	5.60076649E+00
4	5.62507738E+00
5	8.09803384E+00
6	8.27327886E+00
7	9.06561976E+00
8	9.25566227E+00
9	9.39083438E+00
10	9.59304974E+00

Note de des culées Pont sur le Dora - Relazione di calcolo Ponte sulla Dora

La prima deformata, caratterizzata dal moltiplicatore di carico più basso, è stata utilizzata per determinare le Lunghezze di libera inflessione laterale per il corrente compresso della reticolare:



13.3 IMPALCATO E RETICOLARE

Si riportano le verifiche effettuate con l'ausilio del software di calcolo Ludi su tutti gli elementi in acciaio appartenenti all'impalcato e alle reticolari del ponte.

Si utilizza il modello f.e.m. caratterizzato da $E_{c,fess} = 50\% E_{cm}$.

13.3.1 Ipotesi di calcolo

VERIFICHE DI RESISTENZA

Le verifiche di resistenza seguono le indicazioni per il calcolo agli stati limite poste nel capitolo 4.2.4 dell'N.T.C.2008.

Il criterio di verifica limita la sollecitazione esterna S_{Ed} ad essere inferiore a quella resistente: $S_{Ed}/S_{Rd} \leq 1$. In particolare nel caso di sovrapposizione di sollecitazioni assiali e flettenti, è usata l'approssimazione a favore di sicurezza in cui i rapporti vengono sommati linearmente come da § 4.2.4.1.2:

$$\frac{N_{Ed}}{N_{Rd}} + \frac{M_{1,Ed}}{M_{1,Rd}} + \frac{M_{2,Ed}}{M_{2,Rd}} \leq 1$$

I coefficienti di sicurezza utilizzati sono divisi per verifiche di resistenza e verifiche di instabilità. Nella NOTA 2B sono specificati i valori:

$$\begin{aligned} \gamma_{M0} &= 1.05 \\ \gamma_{M1} &= 1.10 \end{aligned}$$

Il limite ultimo raggiungibile per sezioni di classe 1 e 2 è la sezione completamente plasticizzata, mentre per le sezioni di classe 3 sono ammesse solo verifiche in campo elastico. Lo stato limite è quindi quello relativo al superamento del limite elastico nella fibra della sezione maggiormente sollecitata.

La resistenza ultima assiale, uguale per l'analisi elastica e plastica, è calcolata con la relazione:

$$N_{Rd} = N_{Rd,pl} = \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{M0}}$$

Nella resistenza ultima flessionale il modulo di resistenza W è come quello plastico W_{pl} per le sezioni di classe 1 e 2 e quello elastico $W_{el,min}$ per le sezioni di classe 3.

Come da prescrizioni del paragrafo *Flessione e taglio*, la presenza di sforzi taglianti, superiori al 50% del valore resistente, è computata inserendo un coefficiente riduttivo nella tensione di snervamento del materiale:

$$\begin{aligned} f_{y,v} &= (1 - \rho) \\ \rho &= \left(\frac{2V_{Ed}}{V_{pl,Rd}} - 1 \right)^2 \end{aligned}$$

e quindi:

$$M_{Rd} = M_{v,Rd} = \frac{W \cdot (1 - \rho) f_y}{\gamma_{M0}}$$

Le verifiche di resistenza al taglio sono differenziate tra il caso di sezioni di classe 1 e 2, per le quali è calcolato il rapporto massimo tra sollecitazioni agenti e resistenti, e le sezioni di classe 3, per le quali il coefficiente di sicurezza è calcolato come rapporto tensionale:

$$\begin{aligned} \frac{V_{Ed}}{V_{Rd}} &\leq 1 && \text{classi 1 e 2} \\ \frac{\tau_{Ed}}{f_y / (\sqrt{3}\gamma_{M0})} &\leq 1 && \text{classe 3} \end{aligned}$$

in cui $V_{Rd} = V_{pl,Rd}$. Nel caso di copresenza di sollecitazioni torcenti sono applicati i coefficienti riduttivi prescritti

Note de des culées Pont sur le Dora - Relazione di calcolo Ponte sulla Dora

al § 6.2.7(9).

Le verifiche a torsione sono eseguite calcolando le tensioni tangenziali nei punti significativi della sezione secondo le regole della Scienza delle Costruzioni.

In particolare, per sezioni aperte (Saint Venant): $\tau_T = \frac{T \cdot s}{J_t}$

per sezioni chiuse (Bredt): $\tau_T = \frac{T}{2 \cdot \Omega \cdot s}$

Nella ricerca della tensione tangenziale $\hat{\sigma}_{Ed}$ massima le tensioni derivanti dalla torsione sono sommate a quelle dovute agli sforzi taglianti.

$$\frac{\tau_{V1,Ed} + \tau_{V2,Ed} + \tau_{T,Ed}}{f_y / (\sqrt{3}\gamma_{M0})} \leq 1$$

VERIFICHE DI STABILITÀ

Le verifiche di stabilità di elementi metallici compressi sono condotte seguendo le prescrizioni del § 4.2.4.1.3. La norma prevede di cautelarsi dagli effetti di sbandamento assiale nelle direzioni 1 e 2 e lo sbandamento flessione torsionale (LT = lateral torsional) tramite i coefficienti di riduzioni χ .

L'asta compressa è verificata se vengono soddisfatte le seguenti disuguaglianze:

$$\frac{N_{Ed}}{\chi_1 N_{b,Rd}} + k_{yy} \frac{M_{1,Ed}}{\chi_{LT} M_{1,b,Rd}} + k_{yz} \frac{M_{2,Ed}}{M_{2,b,Rd}} \leq 1$$

$$\frac{N_{Ed}}{\chi_2 N_{b,Rd}} + k_{zy} \frac{M_{1,Ed}}{\chi_{LT} M_{1,b,Rd}} + k_{zz} \frac{M_{2,Ed}}{M_{2,b,Rd}} \leq 1$$

dove:

- N_{Ed} , $M_{1,Ed}$ ed $M_{2,Ed}$ sono le sollecitazioni massime sulla trave;
- $N_{b,Rd}$, $M_{b,1,Rd}$ ed $M_{b,2,Rd}$ sono le sollecitazioni resistenti calcolate con il coefficiente di sicurezza γ_{M1} ;
- χ sono i coefficienti di riduzione per instabilità flessionale e torsionale;
- k_{yy} , k_{yz} , k_{zy} , k_{zz} sono i fattori di interazione. Ludi calcola tali fattori con entrambi i metodi (A e B) proposti dalla norma negli allegati.

Ai fini della verifica di un elemento compresso sono definiti i seguenti parametri di snellezza:

$$\lambda_1 = l_0 / i_1 \qquad \lambda_2 = l_0 / i_2 \qquad \lambda_\theta = l_0 / i_{min}$$

dove l_0 è la lunghezza libera d'inflessione dell'elemento e i è il raggio d'inerzia della sezione trasversale.

Per definire i singoli coefficienti χ è necessario calcolare la snellezza equivalente $\bar{\lambda}$ (funzione del carico critico) e il coefficiente Φ (funzione del carico critico e dell'imperfezione del materiale \hat{a}).

$$\bar{\lambda} = \sqrt{\frac{A \cdot f_y}{N_{cr}}} \qquad e \qquad \Phi = 0.5 \cdot [1 + \alpha(\bar{\lambda} - 0.2) + \bar{\lambda}^2]$$

$$\chi = \frac{1}{\Phi + \sqrt{\Phi^2 - \bar{\lambda}^2}} \leq 1$$

In maniera del tutto equivalente è calcolato il valore di χ_{LT} :

$$\bar{\lambda}_{LT} = \sqrt{\frac{W \cdot f_y}{M_{cr}}} \qquad e \qquad \Phi_{LT} = 0.5 \cdot [1 + \alpha_{LT}(\bar{\lambda}_{LT} - 0.2) + \bar{\lambda}_{LT}^2]$$

$$\chi_{LT} = \frac{1}{\Phi_{LT} + \sqrt{\Phi_{LT}^2 - \bar{\lambda}_{LT}^2}} \leq 1$$

Note de des culées Pont sur le Dora - Relazione di calcolo Ponte sulla Dora

nelle formule utilizzate, i coefficienti di imperfezione α e α_{LT} sono tabulati nelle tabelle 6.1 e 6.3 a seconda del tipo di acciaio e del tipo di sezione; i carichi critici sono calcolati con la nota relazione:

$$N_{cr} = \pi^2 \frac{EA}{\lambda^2}$$

Per il calcolo del M_{cr} l'Eurocodice non specifica un metodo di calcolo (se non limitatamente nella circolare n.617 per le sezioni I/H), si richiede soltanto che esso inglobi la reale distribuzione dei momenti ed i vincoli applicati alle estremità dell'asta. Nella presente relazione il momento critico per sezioni a T-L, se considerato, è calcolato a partire dai metodi approssimati di Ballio-Mazzolani (Strutture in acciaio – Hoepli §9.3.2.2):

$$M_{cr} = \sigma_{cr,D} \cdot W$$

dove $\sigma_{cr,D}$ è la tensione critica di snellezza laterale, W è il modulo di resistenza elastico. Il momento tiene conto dell'eventuale andamento lungo l'asse 3 della trave mediante l'utilizzo di un fattore scalare C_1 derivante dalla nota formula $C_1 = 1.75 - 1.05 \cdot M_B/M_A + 0.3 \cdot (M_B/M_A)^2$ per andamenti lineari e da una formula interpolante per andamenti generici.

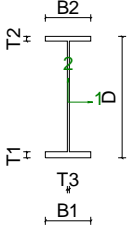
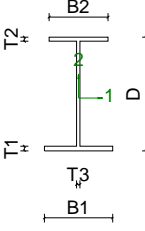
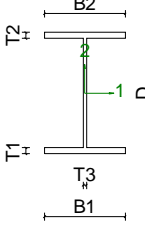
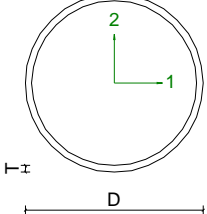
13.3.2 Proprietà del modello numerico

Unità di misura

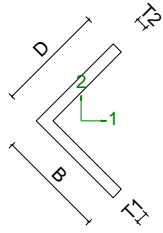
Le unità di misura adottate, dove non specificato, sono le seguenti:

Lunghezza: m
 Tempo: s
 Massa: kg
 Forza: kN
 Tensioni: MPa
 Momento: kNm
 Area: m²
 Mom. inerz.: m³
 Inerzia: m⁴

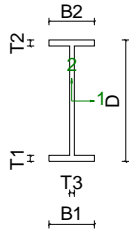
Caratteristiche geometriche e meccaniche delle sezioni

	N° Prop	D	B1	T1	T2	T3	B2
	Prop.1	0.800	0.300	0.040	0.030	0.015	0.300
	Prop.9	1.000	0.600	0.040	0.035	0.030	0.520
	Prop.10	0.600	0.400	0.030	0.030	0.015	0.400
	Prop.11	0.273	0.000	0.010	0.000	0.000	0.000

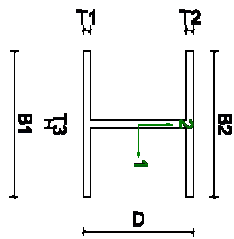
Note de des culées Pont sur le Dora - Relazione di calcolo Ponte sulla Dora



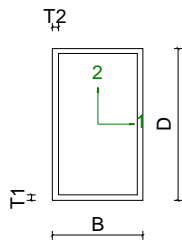
Prop.12 0.120 0.120 0.013 0.013 0.000 0.000



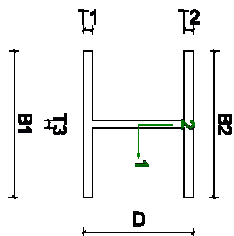
Prop.14 0.800 0.300 0.040 0.040 0.030 0.300



Prop.17 0.600 0.800 0.040 0.040 0.040 0.800



Prop.18 1.000 0.600 0.035 0.040 0.000 0.000



Prop.19 0.600 0.800 0.050 0.050 0.040 0.800

Nota:

la prop. 18 è una sezione fittizia che simula l'elemento rinforzato di estremità delle travi principali inferiori. La sezione modellata è costituita dalle piattabande della trave a doppio T che caratterizzano la trave principale nella sezione tipo e dai piatti verticali di rinforzo che possono essere visti nelle tavole di progetto. A favore di sicurezza è stata in pratica omessa l'anima della trave a doppio T che caratterizza la trave principale nella sezione tipo.

Note de des culées Pont sur le Dora - Relazione di calcolo Ponte sulla Dora

Proprietà inerziali

Proprietà	Area [m ²]	I ₁₁ [m ⁴]	I ₂₂ [m ⁴]	J [m ⁴]
1	3.195e-02	3.522e-03	1.577e-04	9.921e-06
9	6.995e-02	1.165e-02	1.132e-03	2.856e-05
10	3.210e-02	2.148e-03	3.202e-04	7.807e-06
11	8.262e-03	7.154e-05	7.154e-05	1.431e-04
12	1.476e-03	6.357e-06	1.636e-06	1.662e-07
14	4.560e-02	4.402e-03	1.816e-04	1.928e-05
17	8.480e-02	5.495e-03	3.416e-03	4.523e-05
18	1.164e-01	1.514e-02	7.103e-03	1.456e-02
19	1.000e-01	6.483e-03	4.269e-03	7.733e-05

Note de des culées Pont sur le Dora - Relazione di calcolo Ponte sulla Dora

Descrizione dei gruppi e delle aste

Grp.

13:	Arco
14:	Montanti
15:	Diagonali
16:	Trave inferiore
18:	Traverso
19:	Controventi piano

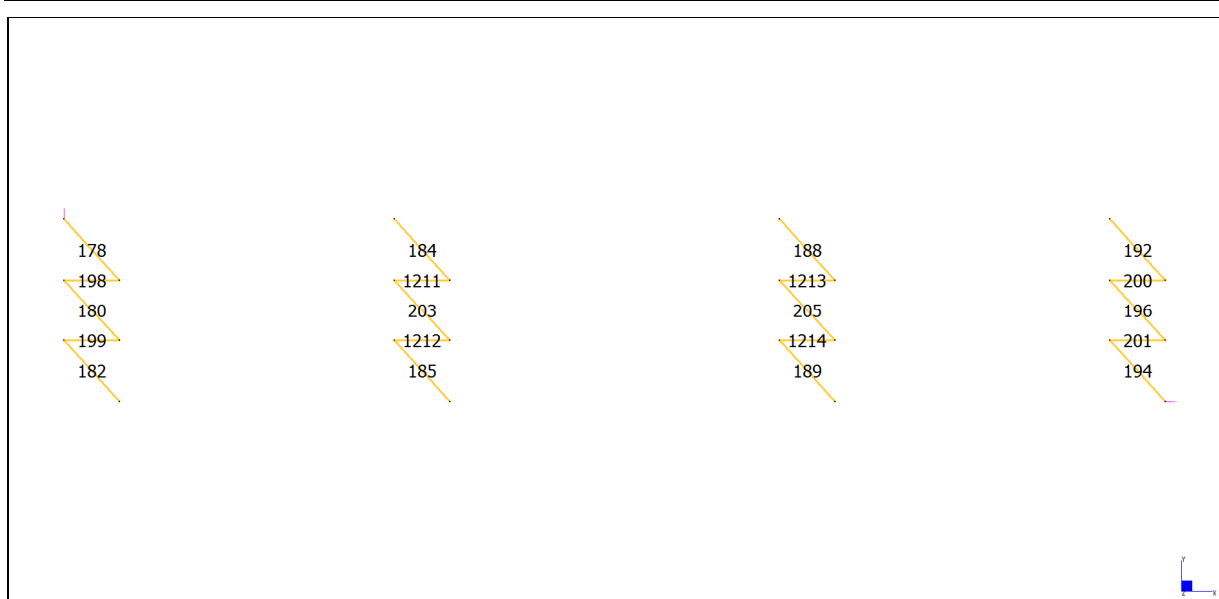
639	640	127	128	129	130	641	642	133	134
170	171	226	247	268	289	172	173	310	331
631	632	225	246	267	288	633	634	309	330
623	624	224	245	266	287	625	626	308	329
615	616	223	244	265	286	617	618	307	328
607	608	222	243	264	285	609	610	306	327
599	600	221	242	263	284	601	602	305	326
591	592	220	241	262	283	593	594	304	325
162	163	219	240	261	282	164	165	303	324
585	586	218	239	260	281	587	588	302	323
575	576	217	238	259	280	577	578	301	322
567	568	216	237	258	279	569	570	300	321
559	560	215	236	257	278	561	562	299	320
551	552	214	235	256	277	553	554	298	319
543	544	213	234	255	276	545	546	297	318
535	536	212	233	254	275	537	538	296	317
153	154	211	232	253	274	155	156	295	316
519	520	210	231	252	273	521	522	294	315
511	512	209	230	251	272	513	514	293	314
503	504	208	229	250	271	505	506	292	313
495	496	207	228	249	270	497	498	291	312
487	488	206	227	248	269	489	490	290	311
149	150					151	152		
125	126					131	132		

Vista in pianta elementi beam del gruppo "Traverso"

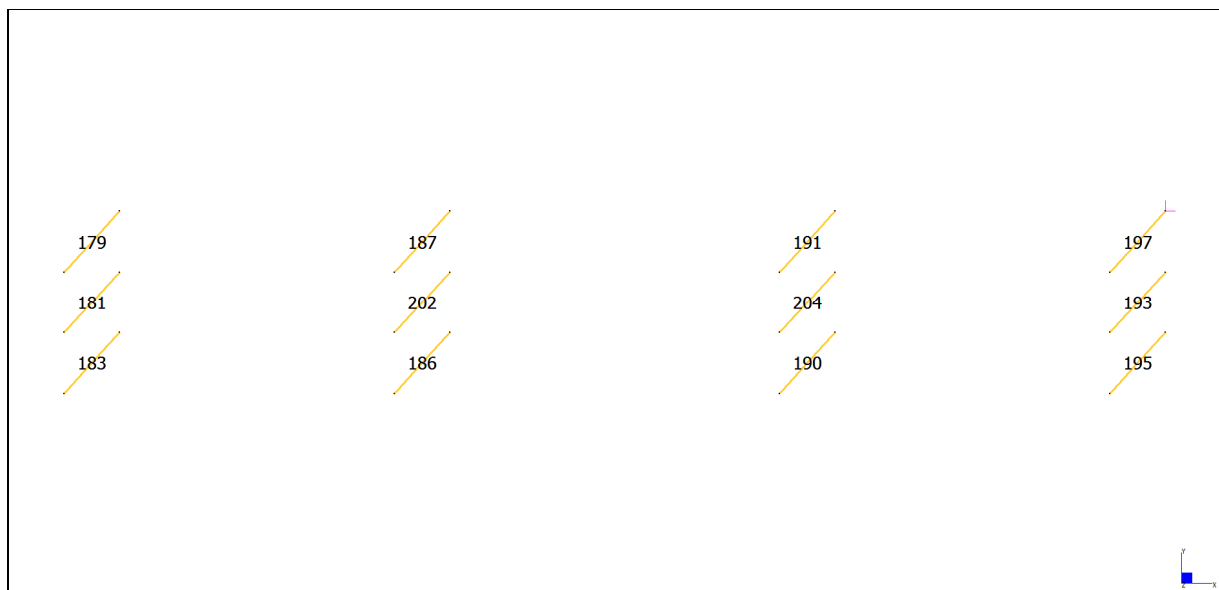
135	136	137	643	644	140	141	142	143	645	646
352	373	394	174	175	415	436	457	478	176	177
351	372	393	627	628	414	435	456	477	637	638
350	371	392	619	620	413	434	455	476	629	630
349	370	391	611	612	412	433	454	475	621	622
348	369	390	603	604	411	432	453	474	613	614
347	368	389	595	596	410	431	452	473	605	606
346	367	388	186	187	409	430	451	472	597	598
345	366	387	587	588	408	429	450	471	188	189
344	365	386	579	580	407	428	449	470	589	590
343	364	385	571	572	406	427	448	469	581	582
342	363	384	563	564	405	426	447	468	573	574
341	362	383	555	556	404	425	446	467	565	566
340	361	382	547	548	403	424	445	466	557	558
339	360	381	539	540	402	423	444	465	549	550
338	359	380	158	159	401	422	443	464	541	542
337	358	379	531	532	400	421	442	463	160	161
336	357	378	523	524	399	420	441	462	533	534
335	356	377	515	516	398	419	440	461	525	526
334	355	376	507	508	397	418	439	460	517	518
333	354	375	499	500	396	417	438	459	509	510
332	353	374	491	492	395	416	437	458	493	494
			180	181					182	183
			483	484					485	486
			138	139					144	145

Vista in pianta elementi beam del gruppo "Traverso"

Note de des culées Pont sur le Dora - Relazione di calcolo Ponte sulla Dora

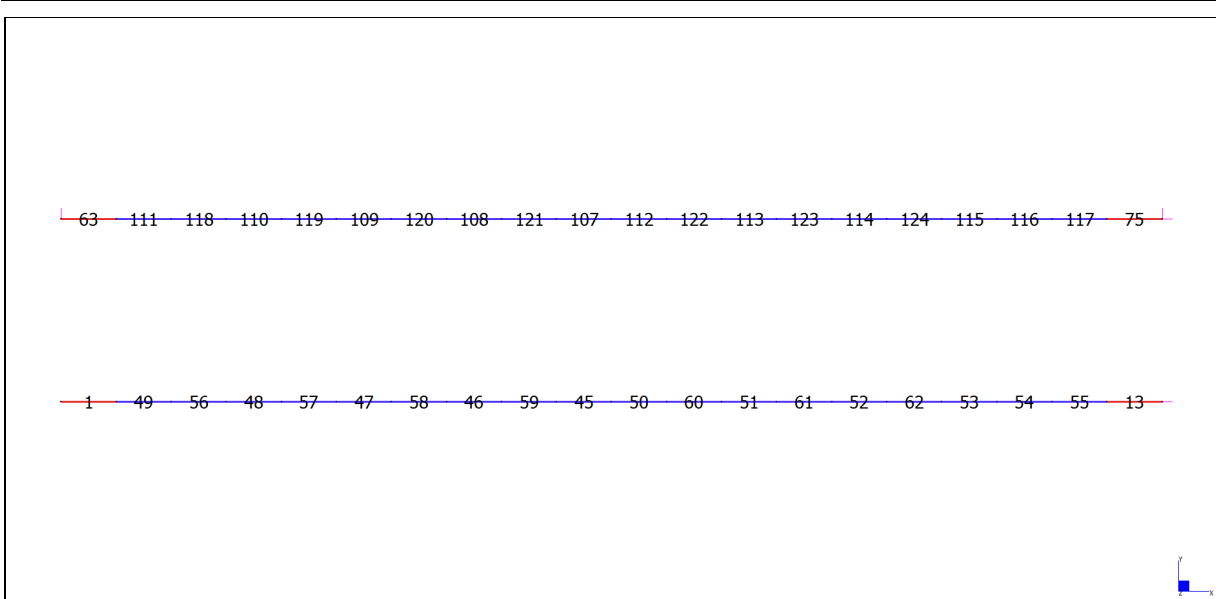


Vista in pianta degli elementi beam del gruppo "Controventi di piano"

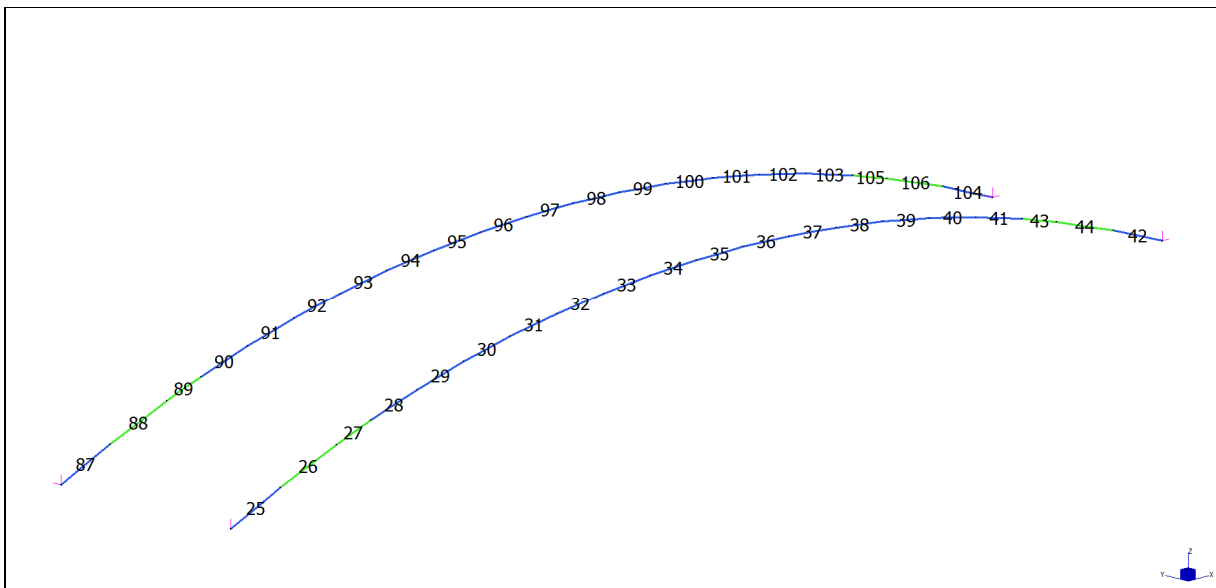


Vista in pianta degli elementi beam del gruppo "Controventi di piano"

Note de des culées Pont sur le Dora - Relazione di calcolo Ponte sulla Dora

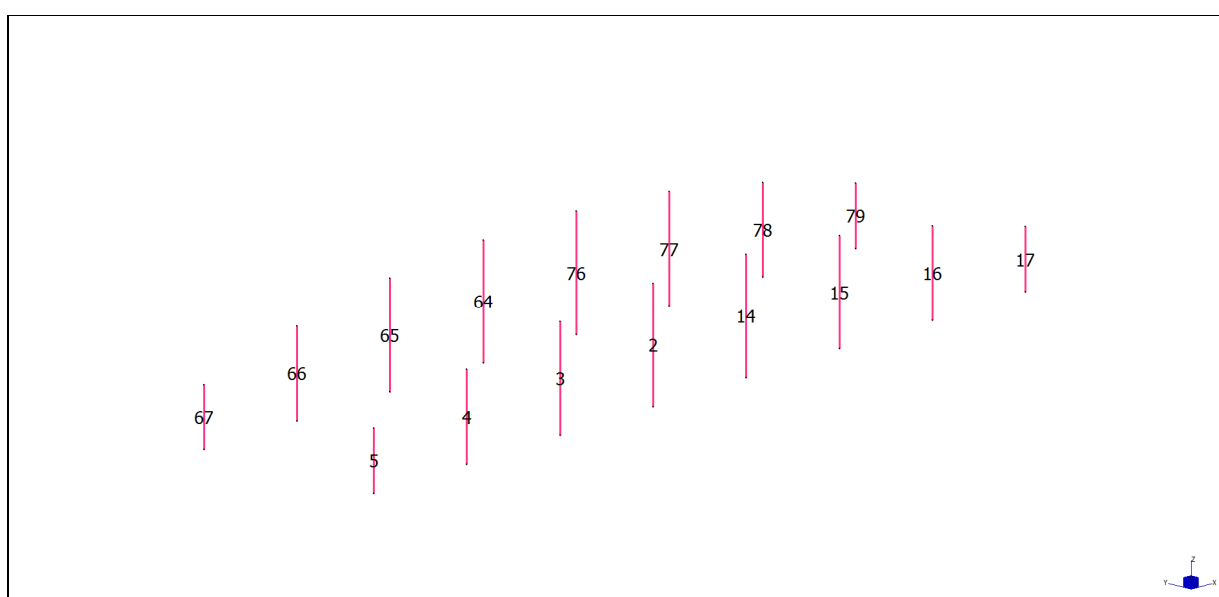


Vista in pianta degli elementi beam del gruppo “Trave inferiore”

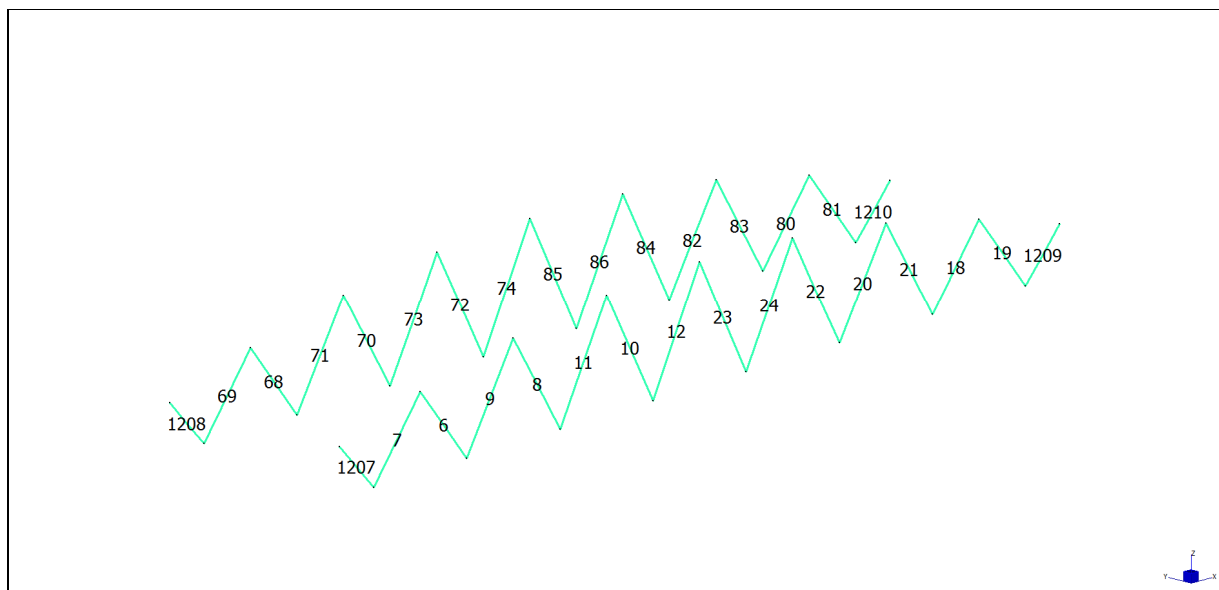


Vista in pianta degli elementi beam del gruppo “Arco”

Note de des culées Pont sur le Dora - Relazione di calcolo Ponte sulla Dora



Vista in pianta degli elementi beam del gruppo "Montanti"



Vista in pianta degli elementi beam del gruppo "Diagonali"

Note de des culées Pont sur le Dora - Relazione di calcolo Ponte sulla Dora

13.3.3 Verifiche aste acciaio

Trave	F.Res. F.Inst.	L.C. L.C.	Ascissa Ascissa	Cl. Cl.	Stato
1	0.37	Cmb 1	3.30	1	
	0.05	Cmb 1	0.00	1	Verificato
2	0.16	Cmb 93	0.00	1	
	0.15	Cmb 92	0.00	1	Verificato
3	0.15	Cmb 45	0.00	1	
	0.13	Cmb 37	0.00	1	Verificato
4	0.12	Cmb 45	0.00	1	
	0.10	Cmb 92	0.00	1	Verificato
5	0.15	Cmb 15	0.00	1	
	0.07	Cmb 52	0.00	1	Verificato
6	0.22	Cmb 15	0.00	T.	
	0.00	Cmb 116	0.00	T.	Verificato
7	0.15	Cmb 15	0.00	1	
	0.18	Cmb 15	0.00	1	Verificato
8	0.16	Cmb 15	0.00	T.	
	0.01	Cmb 100	0.00	1	Verificato
9	0.06	Cmb 15	0.00	1	
	0.08	Cmb 15	0.00	1	Verificato
10	0.17	Cmb 15	0.00	T.	
	0.03	Cmb 100	0.00	1	Verificato
11	0.07	Cmb 15	0.00	1	
	0.10	Cmb 15	0.00	1	Verificato
12	0.07	Cmb 45	0.00	T.	
	0.04	Cmb 92	0.00	1	Verificato
13	0.35	Cmb 3	0.00	1	
	0.05	Cmb 3	0.00	1	Verificato
14	0.14	Cmb 14	0.00	1	
	0.12	Cmb 100	0.00	1	Verificato
15	0.13	Cmb 13	0.00	1	
	0.09	Cmb 45	0.00	1	Verificato
16	0.11	Cmb 2	0.00	1	
	0.07	Cmb 100	0.00	1	Verificato
17	0.15	Cmb 15	0.00	1	
	0.08	Cmb 45	0.00	1	Verificato
18	0.22	Cmb 15	0.00	T.	
	0.00	Cmb 116	0.00	T.	Verificato
19	0.15	Cmb 15	0.00	1	
	0.19	Cmb 15	0.00	1	Verificato
20	0.16	Cmb 15	0.00	T.	
	0.01	Cmb 92	0.00	1	Verificato
21	0.06	Cmb 15	0.00	1	
	0.08	Cmb 15	0.00	1	Verificato
22	0.07	Cmb 37	0.00	T.	
	0.10	Cmb 15	0.00	1	Verificato
23	0.08	Cmb 37	0.00	T.	
	0.05	Cmb 100	0.00	1	Verificato
24	0.17	Cmb 15	0.00	T.	
	0.03	Cmb 92	0.00	1	Verificato
25	0.73	Cmb 14	0.00	3	
	0.81	Cmb 13	0.00	3	Verificato
26	0.57	Cmb 2	4.19	2	
	0.63	Cmb 14	0.00	2	Verificato
27	0.59	Cmb 2	0.00	2	
	0.67	Cmb 14	0.00	2	Verificato
28	0.66	Cmb 14	0.00	3	
	0.82	Cmb 13	0.00	3	Verificato
29	0.65	Cmb 2	3.37	3	
	0.81	Cmb 15	0.00	3	Verificato
30	0.64	Cmb 2	0.00	3	
	0.91	Cmb 16	0.00	3	Verificato

Note de des culées Pont sur le Dora - Relazione di calcolo Ponte sulla Dora

31	0.62	Cmb 2	3.33	3	
	0.91	Cmb 2	0.00	3	Verificato
32	0.61	Cmb 2	0.00	3	
	0.89	Cmb 2	0.00	3	Verificato
33	0.67	Cmb 2	3.30	3	
	0.94	Cmb 13	0.00	3	Verificato
34	0.66	Cmb 2	0.00	3	
	0.96	Cmb 16	0.00	3	Verificato
35	0.66	Cmb 2	3.30	3	
	0.96	Cmb 16	3.30	3	Verificato
36	0.67	Cmb 2	0.00	3	
	0.94	Cmb 13	3.30	3	Verificato
37	0.61	Cmb 2	3.31	3	
	0.88	Cmb 2	3.31	3	Verificato
38	0.62	Cmb 2	0.00	3	
	0.90	Cmb 2	3.33	3	Verificato
39	0.64	Cmb 2	3.34	3	
	0.87	Cmb 15	3.34	3	Verificato
40	0.65	Cmb 2	0.00	3	
	0.84	Cmb 2	3.37	3	Verificato
41	0.67	Cmb 14	3.40	3	
	0.82	Cmb 14	3.40	3	Verificato
42	0.74	Cmb 14	3.71	3	
	0.81	Cmb 13	3.71	3	Verificato
43	0.58	Cmb 16	2.52	2	
	0.67	Cmb 14	2.52	2	Verificato
44	0.57	Cmb 16	0.00	2	
	0.63	Cmb 14	4.19	2	Verificato
45	0.45	Cmb 16	3.30	1	
	0.19	Cmb 16	0.00	1	Verificato
46	0.36	Cmb 16	3.30	1	
	0.10	Cmb 16	0.00	1	Verificato
47	0.38	Cmb 16	3.30	1	
	0.10	Cmb 16	0.00	1	Verificato
48	0.47	Cmb 16	0.00	1	
	0.17	Cmb 15	0.00	1	Verificato
49	0.58	Cmb 16	0.00	1	
	0.27	Cmb 1	0.00	1	Verificato
50	0.45	Cmb 16	0.00	1	
	0.20	Cmb 15	0.00	1	Verificato
51	0.36	Cmb 16	0.00	1	
	0.10	Cmb 16	0.00	1	Verificato
52	0.36	Cmb 16	0.00	1	
	0.10	Cmb 16	0.00	1	Verificato
53	0.44	Cmb 20	3.30	1	
	0.15	Cmb 16	0.00	1	Verificato
54	0.53	Cmb 20	3.30	1	
	0.27	Cmb 3	0.00	1	Verificato
55	0.55	Cmb 6	3.30	1	
	0.26	Cmb 3	0.00	1	Verificato
56	0.56	Cmb 16	0.00	1	
	0.28	Cmb 1	0.00	1	Verificato
57	0.45	Cmb 16	0.00	1	
	0.19	Cmb 16	0.00	1	Verificato
58	0.37	Cmb 16	0.00	1	
	0.11	Cmb 16	0.00	1	Verificato
59	0.36	Cmb 16	0.00	1	
	0.10	Cmb 15	0.00	1	Verificato
60	0.36	Cmb 16	3.30	1	
	0.10	Cmb 16	0.00	1	Verificato
61	0.35	Cmb 16	3.30	1	
	0.11	Cmb 16	0.00	1	Verificato
62	0.43	Cmb 16	3.30	1	
	0.18	Cmb 16	0.00	1	Verificato
63	0.36	Cmb 20	3.30	1	
	0.05	Cmb 4	0.00	1	Verificato
64	0.16	Cmb 37	0.00	1	
	0.14	Cmb 37	0.00	1	Verificato

Note de des culées Pont sur le Dora - Relazione di calcolo Ponte sulla Dora

65	0.14	Cmb 37	0.00	1	
	0.12	Cmb 100	0.00	1	Verificato
66	0.12	Cmb 37	0.00	1	
	0.09	Cmb 45	0.00	1	Verificato
67	0.15	Cmb 19	0.00	1	
	0.09	Cmb 28	0.00	1	Verificato
68	0.20	Cmb 19	0.00	T.	
	0.00	Cmb 116	0.00	T.	Verificato
69	0.14	Cmb 19	0.00	1	
	0.17	Cmb 19	0.00	1	Verificato
70	0.13	Cmb 19	0.00	T.	
	6.18e-03	Cmb 28	0.00	1	Verificato
71	0.04	Cmb 69	0.00	T.	
	0.05	Cmb 19	0.00	1	Verificato
72	0.14	Cmb 19	0.00	T.	
	0.02	Cmb 28	0.00	1	Verificato
73	0.06	Cmb 21	0.00	T.	
	0.06	Cmb 19	0.00	1	Verificato
74	0.07	Cmb 37	0.00	T.	
	0.04	Cmb 100	0.00	1	Verificato
75	0.39	Cmb 14	3.30	1	
	0.05	Cmb 6	0.00	1	Verificato
76	0.14	Cmb 37	0.00	1	
	0.12	Cmb 37	0.00	1	Verificato
77	0.13	Cmb 5	0.00	1	
	0.09	Cmb 100	0.00	1	Verificato
78	0.11	Cmb 5	0.00	1	
	0.06	Cmb 37	0.00	1	Verificato
79	0.15	Cmb 19	0.00	1	
	0.08	Cmb 21	0.00	1	Verificato
80	0.20	Cmb 19	0.00	T.	
	0.00	Cmb 116	0.00	T.	Verificato
81	0.13	Cmb 19	0.00	1	
	0.17	Cmb 19	0.00	1	Verificato
82	0.13	Cmb 19	0.00	T.	
	0.02	Cmb 100	0.00	1	Verificato
83	0.06	Cmb 93	0.00	T.	
	0.06	Cmb 44	0.00	1	Verificato
84	0.07	Cmb 93	0.00	T.	
	0.06	Cmb 19	0.00	1	Verificato
85	0.08	Cmb 93	0.00	T.	
	0.05	Cmb 44	0.00	1	Verificato
86	0.13	Cmb 19	0.00	T.	
	0.03	Cmb 100	0.00	1	Verificato
87	0.72	Cmb 18	0.00	3	
	0.82	Cmb 18	0.00	3	Verificato
88	0.56	Cmb 20	4.19	2	
	0.62	Cmb 18	0.00	2	Verificato
89	0.57	Cmb 20	0.00	2	
	0.65	Cmb 18	0.00	2	Verificato
90	0.65	Cmb 18	0.00	3	
	0.82	Cmb 20	0.00	3	Verificato
91	0.63	Cmb 20	3.37	3	
	0.82	Cmb 20	0.00	3	Verificato
92	0.62	Cmb 20	0.00	3	
	0.90	Cmb 20	0.00	3	Verificato
93	0.59	Cmb 20	3.33	3	
	0.87	Cmb 20	0.00	3	Verificato
94	0.58	Cmb 20	0.00	3	
	0.83	Cmb 17	0.00	3	Verificato
95	0.63	Cmb 20	3.30	3	
	0.90	Cmb 5	0.00	3	Verificato
96	0.63	Cmb 20	0.00	3	
	0.92	Cmb 20	0.00	3	Verificato
97	0.63	Cmb 20	3.30	3	
	0.92	Cmb 20	3.30	3	Verificato
98	0.63	Cmb 20	0.00	3	
	0.89	Cmb 5	3.30	3	Verificato

Note de des culées Pont sur le Dora - Relazione di calcolo Ponte sulla Dora

99	0.59	Cmb 20	3.31	3	
	0.84	Cmb 17	3.31	3	Verificato
100	0.59	Cmb 20	0.00	3	
	0.87	Cmb 20	3.33	3	Verificato
101	0.62	Cmb 20	3.34	3	
	0.90	Cmb 20	3.34	3	Verificato
102	0.63	Cmb 20	0.00	3	
	0.82	Cmb 20	3.37	3	Verificato
103	0.65	Cmb 18	3.40	3	
	0.82	Cmb 18	3.40	3	Verificato
104	0.71	Cmb 18	3.71	3	
	0.82	Cmb 18	3.71	3	Verificato
105	0.57	Cmb 20	2.52	2	
	0.65	Cmb 18	2.52	2	Verificato
106	0.56	Cmb 20	0.00	2	
	0.62	Cmb 18	4.19	2	Verificato
107	0.39	Cmb 20	3.30	1	
	0.15	Cmb 19	0.00	1	Verificato
108	0.34	Cmb 20	3.30	1	
	0.09	Cmb 20	0.00	1	Verificato
109	0.35	Cmb 20	3.30	1	
	0.10	Cmb 20	0.00	1	Verificato
110	0.45	Cmb 20	0.00	1	
	0.16	Cmb 19	0.00	1	Verificato
111	0.56	Cmb 20	0.00	1	
	0.25	Cmb 4	0.00	1	Verificato
112	0.39	Cmb 20	0.00	1	
	0.15	Cmb 19	0.00	1	Verificato
113	0.34	Cmb 20	0.00	1	
	0.09	Cmb 20	0.00	1	Verificato
114	0.35	Cmb 20	0.00	1	
	0.10	Cmb 20	0.00	1	Verificato
115	0.45	Cmb 16	3.30	1	
	0.16	Cmb 19	0.00	1	Verificato
116	0.55	Cmb 16	3.30	1	
	0.27	Cmb 18	0.00	1	Verificato
117	0.59	Cmb 14	3.30	1	
	0.26	Cmb 14	0.00	1	Verificato
118	0.54	Cmb 20	0.00	1	
	0.27	Cmb 4	0.00	1	Verificato
119	0.43	Cmb 20	0.00	1	
	0.18	Cmb 20	0.00	1	Verificato
120	0.34	Cmb 20	0.00	1	
	0.11	Cmb 20	0.00	1	Verificato
121	0.34	Cmb 20	0.00	1	
	0.10	Cmb 19	0.00	1	Verificato
122	0.34	Cmb 20	3.30	1	
	0.10	Cmb 19	0.00	1	Verificato
123	0.35	Cmb 20	3.30	1	
	0.11	Cmb 20	0.00	1	Verificato
124	0.43	Cmb 20	3.30	1	
	0.18	Cmb 19	0.00	1	Verificato
125	0.44	Cmb 13	0.00	1	
	0.27	Cmb 13	0.00	1	Verificato
126	0.33	Cmb 1	0.00	1	
	0.23	Cmb 1	0.00	1	Verificato
127	0.19	Cmb 20	0.50	1	
	0.12	Cmb 4	0.00	1	Verificato
128	0.23	Cmb 20	0.50	1	
	0.09	Cmb 18	0.00	1	Verificato
129	0.20	Cmb 20	0.50	1	
	0.07	Cmb 18	0.00	1	Verificato
130	0.24	Cmb 20	0.50	1	
	0.07	Cmb 18	0.00	1	Verificato
131	0.22	Cmb 16	0.00	1	
	0.07	Cmb 14	0.00	1	Verificato
132	0.23	Cmb 14	0.00	1	
	0.06	Cmb 52	0.00	1	Verificato

Note de des culées Pont sur le Dora - Relazione di calcolo Ponte sulla Dora

133	0.22	Cmb 20	0.50	1	
	0.06	Cmb 14	0.00	1	Verificato
134	0.31	Cmb 20	0.50	1	
	0.11	Cmb 18	0.00	1	Verificato
135	0.28	Cmb 20	0.50	1	
	0.05	Cmb 18	0.00	2	Verificato
136	0.31	Cmb 20	0.50	1	
	0.11	Cmb 18	0.00	1	Verificato
137	0.22	Cmb 20	0.50	1	
	0.06	Cmb 14	0.00	1	Verificato
138	0.23	Cmb 14	0.00	1	
	0.05	Cmb 14	0.00	2	Verificato
139	0.22	Cmb 16	0.00	1	
	0.06	Cmb 14	0.00	1	Verificato
140	0.24	Cmb 20	0.50	1	
	0.08	Cmb 18	0.00	1	Verificato
141	0.20	Cmb 20	0.50	1	
	0.07	Cmb 18	0.00	1	Verificato
142	0.23	Cmb 20	0.50	1	
	0.10	Cmb 18	0.00	1	Verificato
143	0.19	Cmb 20	0.50	1	
	0.12	Cmb 6	0.00	1	Verificato
144	0.36	Cmb 37	0.00	1	
	0.21	Cmb 3	0.00	1	Verificato
145	0.44	Cmb 17	0.00	1	
	0.27	Cmb 17	0.00	1	Verificato
146	0.19	Cmb 1	0.00	1	
	0.10	Cmb 13	0.00	1	Verificato
147	0.28	Cmb 1	0.00	1	
	0.10	Cmb 1	0.00	1	Verificato
148	0.20	Cmb 13	0.00	2	
	0.07	Cmb 14	0.00	2	Verificato
149	0.18	Cmb 13	0.00	1	
	0.07	Cmb 14	0.00	1	Verificato
150	0.18	Cmb 13	0.00	1	
	0.07	Cmb 14	0.00	1	Verificato
151	0.19	Cmb 13	0.00	2	
	0.07	Cmb 14	0.00	2	Verificato
152	0.28	Cmb 3	0.00	1	
	0.09	Cmb 3	0.00	1	Verificato
153	0.19	Cmb 3	0.00	1	
	0.12	Cmb 44	0.00	1	Verificato
154	0.31	Cmb 4	0.00	1	
	0.27	Cmb 4	0.00	1	Verificato
155	0.37	Cmb 1	0.00	1	
	0.24	Cmb 1	0.00	1	Verificato
156	0.22	Cmb 14	0.00	1	
	0.15	Cmb 14	0.00	1	Verificato
157	0.22	Cmb 14	0.00	1	
	0.16	Cmb 14	0.00	1	Verificato
158	0.22	Cmb 14	0.00	1	
	0.15	Cmb 14	0.00	1	Verificato
159	0.22	Cmb 14	0.00	1	
	0.15	Cmb 14	0.00	1	Verificato
160	0.37	Cmb 3	0.00	1	
	0.24	Cmb 3	0.00	1	Verificato
161	0.31	Cmb 3	0.00	1	
	0.26	Cmb 6	0.00	1	Verificato
162	0.29	Cmb 4	0.00	1	
	0.24	Cmb 4	0.00	1	Verificato
163	0.35	Cmb 4	0.00	1	
	0.23	Cmb 4	0.00	1	Verificato
164	0.23	Cmb 18	0.00	1	
	0.15	Cmb 18	0.00	1	Verificato
165	0.24	Cmb 18	0.00	1	
	0.16	Cmb 18	0.00	1	Verificato
166	0.24	Cmb 18	0.00	1	
	0.16	Cmb 18	0.00	1	Verificato

Note de des culées Pont sur le Dora - Relazione di calcolo Ponte sulla Dora

167	0.23	Cmb 18	0.00	1	
	0.15	Cmb 18	0.00	1	Verificato
168	0.36	Cmb 6	0.00	1	
	0.23	Cmb 6	0.00	1	Verificato
169	0.30	Cmb 6	0.00	1	
	0.25	Cmb 6	0.00	1	Verificato
170	0.19	Cmb 37	0.00	1	
	0.18	Cmb 100	0.00	1	Verificato
171	0.20	Cmb 16	0.18	1	
	0.13	Cmb 18	0.00	1	Verificato
172	0.17	Cmb 20	0.18	1	
	0.06	Cmb 18	0.00	1	Verificato
173	0.17	Cmb 20	0.18	1	
	0.07	Cmb 18	0.00	1	Verificato
174	0.17	Cmb 20	0.18	1	
	0.08	Cmb 18	0.00	1	Verificato
175	0.17	Cmb 20	0.18	1	
	0.06	Cmb 18	0.00	1	Verificato
176	0.19	Cmb 20	0.18	1	
	0.15	Cmb 14	0.00	1	Verificato
177	0.22	Cmb 92	0.00	1	
	0.20	Cmb 92	0.00	1	Verificato
178	0.26	Cmb 4	0.00	3	Verificato
179	0.07	Cmb 16	0.00	3	Verificato
180	0.19	Cmb 4	0.00	3	Verificato
181	0.22	Cmb 1	0.00	3	Verificato
182	0.07	Cmb 13	0.00	3	Verificato
183	0.30	Cmb 1	0.00	3	Verificato
184	0.13	Cmb 20	0.00	3	Verificato
185	0.11	Cmb 20	0.00	3	Verificato
186	0.14	Cmb 16	0.00	3	Verificato
187	0.13	Cmb 16	0.00	3	Verificato
188	0.13	Cmb 16	0.00	3	Verificato
189	0.13	Cmb 16	0.00	3	Verificato
190	0.11	Cmb 20	0.00	3	Verificato
191	0.13	Cmb 20	0.00	3	Verificato
192	0.14	Cmb 100	0.00	3	Verificato
193	0.18	Cmb 6	0.00	3	Verificato
194	0.28	Cmb 37	0.00	3	Verificato
195	0.13	Cmb 93	0.00	3	Verificato
196	0.21	Cmb 3	0.00	3	Verificato
197	0.37	Cmb 93	0.00	3	Verificato
198	0.23	Cmb 4	0.00	3	Verificato
199	0.31	Cmb 1	0.00	3	Verificato
200	0.23	Cmb 6	0.00	3	Verificato
201	0.30	Cmb 3	0.00	3	Verificato
202	0.13	Cmb 16	0.00	3	Verificato
203	0.12	Cmb 20	0.00	3	Verificato
204	0.12	Cmb 20	0.00	3	Verificato
205	0.12	Cmb 16	0.00	3	Verificato
206	0.21	Cmb 16	0.00	1	
	0.12	Cmb 1	0.00	1	Verificato
207	0.21	Cmb 1	0.00	1	
	0.08	Cmb 14	0.00	1	Verificato
208	0.16	Cmb 1	0.00	1	
	0.08	Cmb 14	0.00	1	Verificato
209	0.17	Cmb 1	0.50	1	
	0.09	Cmb 14	0.00	1	Verificato
210	0.19	Cmb 1	0.50	1	
	0.11	Cmb 14	0.00	1	Verificato
211	0.21	Cmb 1	0.50	1	
	0.12	Cmb 1	0.00	1	Verificato
212	0.22	Cmb 1	0.50	1	
	0.13	Cmb 1	0.00	1	Verificato
213	0.24	Cmb 4	0.50	1	
	0.13	Cmb 1	0.00	1	Verificato
214	0.25	Cmb 4	0.50	1	
	0.14	Cmb 4	0.00	1	Verificato

Note de des culées Pont sur le Dora - Relazione di calcolo Ponte sulla Dora

215	0.26	Cmb 4	0.50	1	
	0.15	Cmb 4	0.00	1	Verificato
216	0.26	Cmb 4	0.50	1	
	0.15	Cmb 4	0.00	1	Verificato
217	0.26	Cmb 4	0.50	1	
	0.15	Cmb 4	0.00	1	Verificato
218	0.26	Cmb 4	0.00	1	
	0.15	Cmb 4	0.00	1	Verificato
219	0.26	Cmb 4	0.00	1	
	0.15	Cmb 4	0.00	1	Verificato
220	0.25	Cmb 4	0.00	1	
	0.14	Cmb 4	0.00	1	Verificato
221	0.24	Cmb 4	0.00	1	
	0.13	Cmb 4	0.00	1	Verificato
222	0.21	Cmb 4	0.00	1	
	0.10	Cmb 4	0.00	1	Verificato
223	0.17	Cmb 4	0.00	1	
	0.09	Cmb 18	0.00	1	Verificato
224	0.15	Cmb 4	0.50	1	
	0.08	Cmb 18	0.00	1	Verificato
225	0.15	Cmb 4	0.50	1	
	0.07	Cmb 18	0.00	1	Verificato
226	0.15	Cmb 20	0.50	1	
	0.09	Cmb 18	0.00	1	Verificato
227	0.23	Cmb 14	0.00	1	
	0.10	Cmb 14	0.00	1	Verificato
228	0.17	Cmb 13	0.00	1	
	0.08	Cmb 14	0.00	1	Verificato
229	0.15	Cmb 13	0.00	1	
	0.08	Cmb 14	0.00	1	Verificato
230	0.16	Cmb 1	0.50	1	
	0.09	Cmb 14	0.00	1	Verificato
231	0.18	Cmb 1	0.50	1	
	0.11	Cmb 14	0.00	1	Verificato
232	0.19	Cmb 14	0.50	1	
	0.12	Cmb 14	0.00	1	Verificato
233	0.21	Cmb 14	0.50	1	
	0.13	Cmb 14	0.00	1	Verificato
234	0.22	Cmb 18	0.50	1	
	0.13	Cmb 14	0.00	1	Verificato
235	0.23	Cmb 18	0.50	1	
	0.14	Cmb 18	0.00	1	Verificato
236	0.23	Cmb 18	0.50	1	
	0.14	Cmb 18	0.00	1	Verificato
237	0.24	Cmb 18	0.50	1	
	0.15	Cmb 18	0.00	1	Verificato
238	0.24	Cmb 18	0.50	1	
	0.15	Cmb 18	0.00	1	Verificato
239	0.24	Cmb 18	0.00	1	
	0.14	Cmb 18	0.00	1	Verificato
240	0.23	Cmb 18	0.00	1	
	0.14	Cmb 18	0.00	1	Verificato
241	0.23	Cmb 18	0.00	1	
	0.14	Cmb 18	0.00	1	Verificato
242	0.22	Cmb 18	0.00	1	
	0.13	Cmb 18	0.00	1	Verificato
243	0.20	Cmb 18	0.00	1	
	0.11	Cmb 18	0.00	1	Verificato
244	0.17	Cmb 18	0.00	1	
	0.10	Cmb 18	0.00	1	Verificato
245	0.15	Cmb 18	0.00	1	
	0.09	Cmb 18	0.00	1	Verificato
246	0.13	Cmb 20	0.50	1	
	0.08	Cmb 18	0.00	1	Verificato
247	0.17	Cmb 20	0.50	1	
	0.09	Cmb 18	0.00	1	Verificato
248	0.22	Cmb 16	0.00	1	
	0.08	Cmb 14	0.00	1	Verificato

Note de des culées Pont sur le Dora - Relazione di calcolo Ponte sulla Dora

249	0.17	Cmb 13	0.00	1	
	0.07	Cmb 14	0.00	1	Verificato
250	0.15	Cmb 13	0.00	1	
	0.08	Cmb 14	0.00	1	Verificato
251	0.16	Cmb 14	0.50	1	
	0.10	Cmb 14	0.00	1	Verificato
252	0.18	Cmb 14	0.50	1	
	0.11	Cmb 14	0.00	1	Verificato
253	0.19	Cmb 14	0.50	1	
	0.12	Cmb 14	0.00	1	Verificato
254	0.21	Cmb 14	0.50	1	
	0.13	Cmb 14	0.00	1	Verificato
255	0.21	Cmb 18	0.50	1	
	0.13	Cmb 14	0.00	1	Verificato
256	0.23	Cmb 18	0.50	1	
	0.14	Cmb 18	0.00	1	Verificato
257	0.23	Cmb 18	0.50	1	
	0.14	Cmb 18	0.00	1	Verificato
258	0.23	Cmb 18	0.50	1	
	0.15	Cmb 18	0.00	1	Verificato
259	0.23	Cmb 18	0.00	1	
	0.15	Cmb 18	0.00	1	Verificato
260	0.23	Cmb 18	0.00	1	
	0.15	Cmb 18	0.00	1	Verificato
261	0.23	Cmb 18	0.00	1	
	0.14	Cmb 18	0.00	1	Verificato
262	0.22	Cmb 18	0.00	1	
	0.14	Cmb 18	0.00	1	Verificato
263	0.21	Cmb 18	0.00	1	
	0.13	Cmb 18	0.00	1	Verificato
264	0.19	Cmb 17	0.50	1	
	0.11	Cmb 18	0.00	1	Verificato
265	0.17	Cmb 18	0.00	1	
	0.10	Cmb 18	0.00	1	Verificato
266	0.15	Cmb 18	0.00	1	
	0.09	Cmb 18	0.00	1	Verificato
267	0.13	Cmb 20	0.50	1	
	0.08	Cmb 18	0.00	1	Verificato
268	0.16	Cmb 20	0.50	1	
	0.07	Cmb 18	0.00	1	Verificato
269	0.24	Cmb 14	0.00	1	
	0.07	Cmb 14	0.00	1	Verificato
270	0.17	Cmb 2	0.00	1	
	0.07	Cmb 14	0.00	1	Verificato
271	0.15	Cmb 15	0.00	1	
	0.08	Cmb 14	0.00	1	Verificato
272	0.16	Cmb 14	0.50	1	
	0.10	Cmb 14	0.00	1	Verificato
273	0.18	Cmb 14	0.50	1	
	0.11	Cmb 14	0.00	1	Verificato
274	0.20	Cmb 14	0.50	1	
	0.13	Cmb 14	0.00	1	Verificato
275	0.21	Cmb 14	0.50	1	
	0.13	Cmb 14	0.00	1	Verificato
276	0.22	Cmb 18	0.50	1	
	0.14	Cmb 14	0.00	1	Verificato
277	0.24	Cmb 18	0.50	1	
	0.15	Cmb 18	0.00	1	Verificato
278	0.24	Cmb 18	0.50	1	
	0.15	Cmb 18	0.00	1	Verificato
279	0.25	Cmb 18	0.50	1	
	0.16	Cmb 18	0.00	1	Verificato
280	0.25	Cmb 18	0.50	1	
	0.16	Cmb 18	0.00	1	Verificato
281	0.25	Cmb 18	0.00	1	
	0.15	Cmb 18	0.00	1	Verificato
282	0.24	Cmb 18	0.00	1	
	0.15	Cmb 18	0.00	1	Verificato

Note de des culées Pont sur le Dora - Relazione di calcolo Ponte sulla Dora

283	0.24	Cmb 18	0.00	1	
	0.15	Cmb 18	0.00	1	Verificato
284	0.22	Cmb 18	0.00	1	
	0.14	Cmb 18	0.00	1	Verificato
285	0.21	Cmb 18	0.00	1	
	0.12	Cmb 18	0.00	1	Verificato
286	0.18	Cmb 18	0.00	1	
	0.11	Cmb 18	0.00	1	Verificato
287	0.16	Cmb 18	0.00	1	
	0.10	Cmb 18	0.00	1	Verificato
288	0.14	Cmb 18	0.00	1	
	0.09	Cmb 18	0.00	1	Verificato
289	0.17	Cmb 20	0.50	1	
	0.08	Cmb 18	0.00	1	Verificato
290	0.24	Cmb 16	0.00	1	
	0.06	Cmb 18	0.00	1	Verificato
291	0.19	Cmb 13	0.00	1	
	0.07	Cmb 14	0.00	1	Verificato
292	0.16	Cmb 13	0.00	1	
	0.09	Cmb 14	0.00	1	Verificato
293	0.17	Cmb 14	0.50	1	
	0.11	Cmb 14	0.00	1	Verificato
294	0.19	Cmb 14	0.50	1	
	0.12	Cmb 14	0.00	1	Verificato
295	0.21	Cmb 14	0.50	1	
	0.13	Cmb 14	0.00	1	Verificato
296	0.22	Cmb 14	0.50	1	
	0.14	Cmb 14	0.00	1	Verificato
297	0.23	Cmb 18	0.50	1	
	0.15	Cmb 14	0.00	1	Verificato
298	0.24	Cmb 18	0.50	1	
	0.16	Cmb 18	0.00	1	Verificato
299	0.25	Cmb 18	0.50	1	
	0.16	Cmb 18	0.00	1	Verificato
300	0.25	Cmb 18	0.50	1	
	0.17	Cmb 18	0.00	1	Verificato
301	0.25	Cmb 18	0.50	1	
	0.17	Cmb 18	0.00	1	Verificato
302	0.25	Cmb 18	0.00	1	
	0.16	Cmb 18	0.00	1	Verificato
303	0.25	Cmb 18	0.00	1	
	0.16	Cmb 18	0.00	1	Verificato
304	0.24	Cmb 18	0.00	1	
	0.16	Cmb 18	0.00	1	Verificato
305	0.23	Cmb 18	0.00	1	
	0.15	Cmb 18	0.00	1	Verificato
306	0.21	Cmb 18	0.00	1	
	0.13	Cmb 18	0.00	1	Verificato
307	0.19	Cmb 18	0.00	1	
	0.11	Cmb 18	0.00	1	Verificato
308	0.16	Cmb 18	0.00	1	
	0.10	Cmb 18	0.00	1	Verificato
309	0.15	Cmb 20	0.50	1	
	0.08	Cmb 18	0.00	1	Verificato
310	0.17	Cmb 20	0.50	1	
	0.07	Cmb 18	0.00	1	Verificato
311	0.33	Cmb 14	0.00	1	
	0.11	Cmb 14	0.00	1	Verificato
312	0.25	Cmb 2	0.00	1	
	0.08	Cmb 14	0.00	1	Verificato
313	0.21	Cmb 2	0.00	1	
	0.10	Cmb 13	0.00	1	Verificato
314	0.21	Cmb 16	0.50	1	
	0.13	Cmb 14	0.00	1	Verificato
315	0.24	Cmb 16	0.50	1	
	0.15	Cmb 14	0.00	1	Verificato
316	0.27	Cmb 14	0.50	1	
	0.17	Cmb 14	0.00	1	Verificato

Note de des culées Pont sur le Dora - Relazione di calcolo Ponte sulla Dora

317	0.28	Cmb 14	0.50	1	
	0.18	Cmb 14	0.00	1	Verificato
318	0.30	Cmb 18	0.50	1	
	0.19	Cmb 14	0.00	1	Verificato
319	0.32	Cmb 18	0.50	1	
	0.20	Cmb 18	0.00	1	Verificato
320	0.33	Cmb 18	0.50	1	
	0.21	Cmb 18	0.00	1	Verificato
321	0.33	Cmb 18	0.50	1	
	0.22	Cmb 18	0.00	1	Verificato
322	0.33	Cmb 18	0.50	1	
	0.22	Cmb 18	0.00	1	Verificato
323	0.33	Cmb 18	0.00	1	
	0.22	Cmb 18	0.00	1	Verificato
324	0.33	Cmb 18	0.00	1	
	0.21	Cmb 18	0.00	1	Verificato
325	0.32	Cmb 18	0.00	1	
	0.20	Cmb 18	0.00	1	Verificato
326	0.31	Cmb 18	0.00	1	
	0.19	Cmb 18	0.00	1	Verificato
327	0.28	Cmb 18	0.00	1	
	0.16	Cmb 18	0.00	1	Verificato
328	0.25	Cmb 18	0.00	1	
	0.14	Cmb 18	0.00	1	Verificato
329	0.22	Cmb 18	0.00	1	
	0.13	Cmb 18	0.00	1	Verificato
330	0.20	Cmb 20	0.50	1	
	0.11	Cmb 18	0.00	1	Verificato
331	0.24	Cmb 20	0.50	1	
	0.09	Cmb 18	0.00	1	Verificato
332	0.39	Cmb 16	0.00	1	
	0.07	Cmb 14	0.00	2	Verificato
333	0.38	Cmb 13	0.00	1	
	0.10	Cmb 14	0.00	1	Verificato
334	0.37	Cmb 13	0.00	1	
	0.15	Cmb 14	0.00	1	Verificato
335	0.32	Cmb 14	0.50	1	
	0.19	Cmb 14	0.00	1	Verificato
336	0.36	Cmb 14	0.50	1	
	0.22	Cmb 14	0.00	1	Verificato
337	0.40	Cmb 14	0.50	1	
	0.25	Cmb 14	0.00	1	Verificato
338	0.43	Cmb 14	0.50	1	
	0.27	Cmb 14	0.00	1	Verificato
339	0.44	Cmb 14	0.50	1	
	0.28	Cmb 14	0.00	1	Verificato
340	0.46	Cmb 18	0.50	1	
	0.29	Cmb 18	0.00	1	Verificato
341	0.47	Cmb 18	0.50	1	
	0.30	Cmb 18	0.00	1	Verificato
342	0.48	Cmb 18	0.50	1	
	0.31	Cmb 18	0.00	1	Verificato
343	0.48	Cmb 18	0.00	1	
	0.30	Cmb 18	0.00	1	Verificato
344	0.47	Cmb 18	0.00	1	
	0.29	Cmb 18	0.00	1	Verificato
345	0.45	Cmb 18	0.00	1	
	0.28	Cmb 18	0.00	1	Verificato
346	0.42	Cmb 18	0.00	1	
	0.26	Cmb 18	0.00	1	Verificato
347	0.39	Cmb 18	0.00	1	
	0.23	Cmb 18	0.00	1	Verificato
348	0.40	Cmb 17	0.50	1	
	0.18	Cmb 18	0.00	1	Verificato
349	0.27	Cmb 17	0.50	1	
	0.14	Cmb 18	0.00	1	Verificato
350	0.21	Cmb 5	0.50	1	
	0.12	Cmb 18	0.00	1	Verificato

Note de des culées Pont sur le Dora - Relazione di calcolo Ponte sulla Dora

351	0.21	Cmb 20	0.50	1	
	0.09	Cmb 18	0.00	1	Verificato
352	0.22	Cmb 20	0.50	1	
	0.07	Cmb 18	0.00	2	Verificato
353	0.33	Cmb 14	0.00	1	
	0.11	Cmb 14	0.00	1	Verificato
354	0.25	Cmb 2	0.00	1	
	0.08	Cmb 14	0.00	1	Verificato
355	0.21	Cmb 2	0.00	1	
	0.10	Cmb 13	0.00	1	Verificato
356	0.21	Cmb 16	0.50	1	
	0.13	Cmb 13	0.00	1	Verificato
357	0.24	Cmb 16	0.50	1	
	0.15	Cmb 14	0.00	1	Verificato
358	0.27	Cmb 14	0.50	1	
	0.17	Cmb 14	0.00	1	Verificato
359	0.28	Cmb 14	0.50	1	
	0.18	Cmb 14	0.00	1	Verificato
360	0.30	Cmb 18	0.50	1	
	0.19	Cmb 14	0.00	1	Verificato
361	0.32	Cmb 18	0.50	1	
	0.20	Cmb 18	0.00	1	Verificato
362	0.33	Cmb 18	0.50	1	
	0.21	Cmb 18	0.00	1	Verificato
363	0.33	Cmb 18	0.50	1	
	0.22	Cmb 18	0.00	1	Verificato
364	0.33	Cmb 18	0.50	1	
	0.22	Cmb 18	0.00	1	Verificato
365	0.33	Cmb 18	0.00	1	
	0.22	Cmb 18	0.00	1	Verificato
366	0.33	Cmb 18	0.00	1	
	0.21	Cmb 18	0.00	1	Verificato
367	0.32	Cmb 18	0.00	1	
	0.20	Cmb 18	0.00	1	Verificato
368	0.31	Cmb 18	0.00	1	
	0.19	Cmb 18	0.00	1	Verificato
369	0.28	Cmb 18	0.00	1	
	0.16	Cmb 18	0.00	1	Verificato
370	0.25	Cmb 18	0.00	1	
	0.14	Cmb 18	0.00	1	Verificato
371	0.22	Cmb 18	0.00	1	
	0.13	Cmb 18	0.00	1	Verificato
372	0.20	Cmb 20	0.50	1	
	0.11	Cmb 18	0.00	1	Verificato
373	0.24	Cmb 20	0.50	1	
	0.09	Cmb 18	0.00	1	Verificato
374	0.24	Cmb 16	0.00	1	
	0.06	Cmb 18	0.00	1	Verificato
375	0.19	Cmb 13	0.00	1	
	0.07	Cmb 14	0.00	2	Verificato
376	0.16	Cmb 13	0.00	1	
	0.09	Cmb 14	0.00	1	Verificato
377	0.17	Cmb 14	0.50	1	
	0.11	Cmb 14	0.00	1	Verificato
378	0.19	Cmb 14	0.50	1	
	0.12	Cmb 14	0.00	1	Verificato
379	0.21	Cmb 14	0.50	1	
	0.13	Cmb 14	0.00	1	Verificato
380	0.22	Cmb 14	0.50	1	
	0.14	Cmb 14	0.00	1	Verificato
381	0.23	Cmb 18	0.50	1	
	0.15	Cmb 14	0.00	1	Verificato
382	0.24	Cmb 18	0.50	1	
	0.16	Cmb 18	0.00	1	Verificato
383	0.25	Cmb 18	0.50	1	
	0.16	Cmb 18	0.00	1	Verificato
384	0.25	Cmb 18	0.50	1	
	0.16	Cmb 18	0.00	1	Verificato

Note de des culées Pont sur le Dora - Relazione di calcolo Ponte sulla Dora

385	0.25	Cmb 18	0.50	1	
	0.17	Cmb 18	0.00	1	Verificato
386	0.25	Cmb 18	0.00	1	
	0.17	Cmb 18	0.00	1	Verificato
387	0.25	Cmb 18	0.00	1	
	0.16	Cmb 18	0.00	1	Verificato
388	0.24	Cmb 18	0.00	1	
	0.16	Cmb 18	0.00	1	Verificato
389	0.23	Cmb 18	0.00	1	
	0.15	Cmb 18	0.00	1	Verificato
390	0.21	Cmb 18	0.00	1	
	0.13	Cmb 18	0.00	1	Verificato
391	0.19	Cmb 18	0.00	1	
	0.11	Cmb 18	0.00	1	Verificato
392	0.16	Cmb 18	0.00	1	
	0.10	Cmb 18	0.00	1	Verificato
393	0.15	Cmb 20	0.50	1	
	0.08	Cmb 18	0.00	1	Verificato
394	0.17	Cmb 20	0.50	1	
	0.07	Cmb 18	0.00	1	Verificato
395	0.24	Cmb 14	0.00	1	
	0.07	Cmb 14	0.00	1	Verificato
396	0.17	Cmb 2	0.00	1	
	0.07	Cmb 14	0.00	1	Verificato
397	0.15	Cmb 15	0.00	1	
	0.08	Cmb 14	0.00	1	Verificato
398	0.16	Cmb 14	0.50	1	
	0.10	Cmb 14	0.00	1	Verificato
399	0.18	Cmb 14	0.50	1	
	0.11	Cmb 14	0.00	1	Verificato
400	0.20	Cmb 14	0.50	1	
	0.12	Cmb 14	0.00	1	Verificato
401	0.21	Cmb 14	0.50	1	
	0.13	Cmb 14	0.00	1	Verificato
402	0.22	Cmb 18	0.50	1	
	0.14	Cmb 14	0.00	1	Verificato
403	0.24	Cmb 18	0.50	1	
	0.15	Cmb 18	0.00	1	Verificato
404	0.24	Cmb 18	0.50	1	
	0.15	Cmb 18	0.00	1	Verificato
405	0.25	Cmb 18	0.50	1	
	0.16	Cmb 18	0.00	1	Verificato
406	0.25	Cmb 18	0.50	1	
	0.16	Cmb 18	0.00	1	Verificato
407	0.25	Cmb 18	0.00	1	
	0.16	Cmb 18	0.00	1	Verificato
408	0.24	Cmb 18	0.00	1	
	0.15	Cmb 18	0.00	1	Verificato
409	0.24	Cmb 18	0.00	1	
	0.15	Cmb 18	0.00	1	Verificato
410	0.22	Cmb 18	0.00	1	
	0.14	Cmb 18	0.00	1	Verificato
411	0.21	Cmb 18	0.00	1	
	0.12	Cmb 18	0.00	1	Verificato
412	0.18	Cmb 18	0.00	1	
	0.11	Cmb 18	0.00	1	Verificato
413	0.16	Cmb 18	0.00	1	
	0.10	Cmb 18	0.00	1	Verificato
414	0.14	Cmb 18	0.00	1	
	0.09	Cmb 18	0.00	1	Verificato
415	0.17	Cmb 20	0.50	1	
	0.08	Cmb 18	0.00	1	Verificato
416	0.22	Cmb 16	0.00	1	
	0.08	Cmb 14	0.00	1	Verificato
417	0.17	Cmb 13	0.00	1	
	0.07	Cmb 14	0.00	1	Verificato
418	0.15	Cmb 13	0.00	1	
	0.08	Cmb 14	0.00	1	Verificato

Note de des culées Pont sur le Dora - Relazione di calcolo Ponte sulla Dora

419	0.15	Cmb 14	0.50	1	
	0.10	Cmb 14	0.00	1	Verificato
420	0.18	Cmb 14	0.50	1	
	0.11	Cmb 14	0.00	1	Verificato
421	0.19	Cmb 14	0.50	1	
	0.12	Cmb 14	0.00	1	Verificato
422	0.21	Cmb 14	0.50	1	
	0.13	Cmb 14	0.00	1	Verificato
423	0.21	Cmb 18	0.50	1	
	0.13	Cmb 14	0.00	1	Verificato
424	0.23	Cmb 18	0.50	1	
	0.14	Cmb 18	0.00	1	Verificato
425	0.23	Cmb 18	0.50	1	
	0.14	Cmb 18	0.00	1	Verificato
426	0.24	Cmb 18	0.50	1	
	0.15	Cmb 18	0.00	1	Verificato
427	0.23	Cmb 18	0.00	1	
	0.15	Cmb 18	0.00	1	Verificato
428	0.23	Cmb 18	0.00	1	
	0.15	Cmb 18	0.00	1	Verificato
429	0.23	Cmb 18	0.00	1	
	0.14	Cmb 18	0.00	1	Verificato
430	0.22	Cmb 18	0.00	1	
	0.14	Cmb 18	0.00	1	Verificato
431	0.21	Cmb 18	0.00	1	
	0.13	Cmb 18	0.00	1	Verificato
432	0.19	Cmb 17	0.50	1	
	0.11	Cmb 18	0.00	1	Verificato
433	0.17	Cmb 18	0.00	1	
	0.10	Cmb 18	0.00	1	Verificato
434	0.15	Cmb 18	0.00	1	
	0.09	Cmb 18	0.00	1	Verificato
435	0.13	Cmb 20	0.50	1	
	0.08	Cmb 18	0.00	1	Verificato
436	0.16	Cmb 20	0.50	1	
	0.08	Cmb 18	0.00	1	Verificato
437	0.23	Cmb 14	0.00	1	
	0.09	Cmb 37	0.00	1	Verificato
438	0.17	Cmb 3	0.00	1	
	0.07	Cmb 14	0.00	1	Verificato
439	0.15	Cmb 13	0.00	1	
	0.08	Cmb 14	0.00	1	Verificato
440	0.15	Cmb 14	0.50	1	
	0.09	Cmb 14	0.00	1	Verificato
441	0.18	Cmb 14	0.50	1	
	0.11	Cmb 14	0.00	1	Verificato
442	0.19	Cmb 14	0.50	1	
	0.12	Cmb 14	0.00	1	Verificato
443	0.21	Cmb 14	0.50	1	
	0.13	Cmb 14	0.00	1	Verificato
444	0.22	Cmb 18	0.50	1	
	0.13	Cmb 14	0.00	1	Verificato
445	0.23	Cmb 18	0.50	1	
	0.14	Cmb 18	0.00	1	Verificato
446	0.24	Cmb 18	0.50	1	
	0.14	Cmb 18	0.00	1	Verificato
447	0.24	Cmb 18	0.50	1	
	0.15	Cmb 18	0.00	1	Verificato
448	0.24	Cmb 18	0.50	1	
	0.15	Cmb 18	0.00	1	Verificato
449	0.24	Cmb 18	0.00	1	
	0.15	Cmb 18	0.00	1	Verificato
450	0.24	Cmb 18	0.00	1	
	0.14	Cmb 18	0.00	1	Verificato
451	0.23	Cmb 18	0.00	1	
	0.14	Cmb 18	0.00	1	Verificato
452	0.22	Cmb 18	0.00	1	
	0.13	Cmb 18	0.00	1	Verificato

Note de des culées Pont sur le Dora - Relazione di calcolo Ponte sulla Dora

453	0.20	Cmb 18	0.00	1	
	0.11	Cmb 18	0.00	1	Verificato
454	0.18	Cmb 18	0.00	1	
	0.10	Cmb 18	0.00	1	Verificato
455	0.15	Cmb 18	0.00	1	
	0.09	Cmb 18	0.00	1	Verificato
456	0.13	Cmb 20	0.50	1	
	0.08	Cmb 18	0.00	1	Verificato
457	0.17	Cmb 20	0.50	1	
	0.09	Cmb 18	0.00	1	Verificato
458	0.21	Cmb 16	0.00	1	
	0.12	Cmb 3	0.00	1	Verificato
459	0.21	Cmb 3	0.00	1	
	0.08	Cmb 14	0.00	1	Verificato
460	0.16	Cmb 3	0.00	1	
	0.08	Cmb 14	0.00	1	Verificato
461	0.17	Cmb 3	0.50	1	
	0.09	Cmb 14	0.00	1	Verificato
462	0.19	Cmb 3	0.50	1	
	0.11	Cmb 3	0.00	1	Verificato
463	0.21	Cmb 3	0.50	1	
	0.12	Cmb 3	0.00	1	Verificato
464	0.22	Cmb 3	0.50	1	
	0.13	Cmb 3	0.00	1	Verificato
465	0.24	Cmb 6	0.50	1	
	0.13	Cmb 3	0.00	1	Verificato
466	0.25	Cmb 6	0.50	1	
	0.14	Cmb 6	0.00	1	Verificato
467	0.26	Cmb 6	0.50	1	
	0.15	Cmb 6	0.00	1	Verificato
468	0.26	Cmb 6	0.50	1	
	0.15	Cmb 6	0.00	1	Verificato
469	0.26	Cmb 6	0.50	1	
	0.15	Cmb 6	0.00	1	Verificato
470	0.26	Cmb 6	0.00	1	
	0.15	Cmb 6	0.00	1	Verificato
471	0.26	Cmb 6	0.00	1	
	0.15	Cmb 6	0.00	1	Verificato
472	0.25	Cmb 6	0.00	1	
	0.14	Cmb 6	0.00	1	Verificato
473	0.24	Cmb 6	0.00	1	
	0.13	Cmb 6	0.00	1	Verificato
474	0.21	Cmb 6	0.00	1	
	0.10	Cmb 6	0.00	1	Verificato
475	0.17	Cmb 6	0.00	1	
	0.09	Cmb 18	0.00	1	Verificato
476	0.15	Cmb 6	0.50	1	
	0.08	Cmb 18	0.00	1	Verificato
477	0.15	Cmb 6	0.50	1	
	0.07	Cmb 18	0.00	1	Verificato
478	0.15	Cmb 20	0.50	1	
	0.09	Cmb 18	0.00	1	Verificato
479	0.18	Cmb 1	0.00	1	
	0.09	Cmb 13	0.00	1	Verificato
480	0.28	Cmb 1	0.00	1	
	0.13	Cmb 14	0.00	1	Verificato
481	0.17	Cmb 16	0.00	1	
	0.06	Cmb 14	0.00	1	Verificato
482	0.17	Cmb 14	0.00	1	
	0.06	Cmb 14	0.00	1	Verificato
483	0.17	Cmb 14	0.00	2	
	0.06	Cmb 14	0.00	2	Verificato
484	0.17	Cmb 16	0.00	1	
	0.06	Cmb 14	0.00	1	Verificato
485	0.28	Cmb 3	0.00	1	
	0.11	Cmb 18	0.00	1	Verificato
486	0.18	Cmb 3	0.00	1	
	0.11	Cmb 44	0.00	1	Verificato

Note de des culées Pont sur le Dora - Relazione di calcolo Ponte sulla Dora

487	0.16	Cmb 1	0.00	1	
	0.12	Cmb 1	0.00	1	Verificato
488	0.24	Cmb 1	0.00	1	
	0.13	Cmb 1	0.00	1	Verificato
489	0.15	Cmb 13	0.00	1	
	0.08	Cmb 14	0.00	1	Verificato
490	0.14	Cmb 2	0.00	1	
	0.09	Cmb 14	0.00	1	Verificato
491	0.14	Cmb 2	0.00	1	
	0.08	Cmb 13	0.00	1	Verificato
492	0.15	Cmb 13	0.00	1	
	0.08	Cmb 14	0.00	1	Verificato
493	0.23	Cmb 3	0.00	1	
	0.13	Cmb 3	0.00	1	Verificato
494	0.16	Cmb 3	0.00	1	
	0.12	Cmb 6	0.00	1	Verificato
495	0.19	Cmb 1	0.50	1	
	0.14	Cmb 1	0.00	1	Verificato
496	0.27	Cmb 1	0.50	1	
	0.16	Cmb 1	0.00	1	Verificato
497	0.15	Cmb 14	0.50	1	
	0.10	Cmb 14	0.00	1	Verificato
498	0.16	Cmb 16	0.50	1	
	0.10	Cmb 14	0.00	1	Verificato
499	0.16	Cmb 16	0.50	1	
	0.10	Cmb 14	0.00	1	Verificato
500	0.15	Cmb 14	0.50	1	
	0.10	Cmb 14	0.00	1	Verificato
501	0.27	Cmb 3	0.50	1	
	0.16	Cmb 3	0.00	1	Verificato
502	0.20	Cmb 3	0.50	1	
	0.14	Cmb 3	0.00	1	Verificato
503	0.23	Cmb 1	0.50	1	
	0.17	Cmb 1	0.00	1	Verificato
504	0.30	Cmb 1	0.50	1	
	0.18	Cmb 1	0.00	1	Verificato
505	0.17	Cmb 14	0.50	1	
	0.11	Cmb 14	0.00	1	Verificato
506	0.18	Cmb 14	0.50	1	
	0.12	Cmb 14	0.00	1	Verificato
507	0.18	Cmb 14	0.50	1	
	0.12	Cmb 14	0.00	1	Verificato
508	0.17	Cmb 14	0.50	1	
	0.11	Cmb 14	0.00	1	Verificato
509	0.30	Cmb 3	0.50	1	
	0.18	Cmb 3	0.00	1	Verificato
510	0.23	Cmb 3	0.50	1	
	0.17	Cmb 3	0.00	1	Verificato
511	0.25	Cmb 1	0.50	1	
	0.20	Cmb 1	0.00	1	Verificato
512	0.32	Cmb 1	0.50	1	
	0.20	Cmb 1	0.00	1	Verificato
513	0.19	Cmb 14	0.50	1	
	0.12	Cmb 14	0.00	1	Verificato
514	0.19	Cmb 14	0.50	1	
	0.13	Cmb 14	0.00	1	Verificato
515	0.19	Cmb 14	0.50	1	
	0.13	Cmb 14	0.00	1	Verificato
516	0.19	Cmb 14	0.50	1	
	0.12	Cmb 14	0.00	1	Verificato
517	0.32	Cmb 3	0.50	1	
	0.20	Cmb 3	0.00	1	Verificato
518	0.26	Cmb 3	0.50	1	
	0.20	Cmb 3	0.00	1	Verificato
519	0.30	Cmb 1	0.50	1	
	0.23	Cmb 1	0.00	1	Verificato
520	0.35	Cmb 1	0.50	1	
	0.21	Cmb 1	0.00	1	Verificato

Note de des culées Pont sur le Dora - Relazione di calcolo Ponte sulla Dora

521	0.21	Cmb 14	0.50	1	
	0.14	Cmb 14	0.00	1	Verificato
522	0.22	Cmb 14	0.50	1	
	0.14	Cmb 14	0.00	1	Verificato
523	0.22	Cmb 14	0.50	1	
	0.14	Cmb 14	0.00	1	Verificato
524	0.21	Cmb 14	0.50	1	
	0.13	Cmb 14	0.00	1	Verificato
525	0.35	Cmb 3	0.50	1	
	0.21	Cmb 3	0.00	1	Verificato
526	0.30	Cmb 3	0.50	1	
	0.23	Cmb 3	0.00	1	Verificato
527	0.31	Cmb 4	0.17	1	
	0.27	Cmb 1	0.00	1	Verificato
528	0.37	Cmb 1	0.17	1	
	0.24	Cmb 1	0.00	1	Verificato
529	0.22	Cmb 14	0.17	1	
	0.15	Cmb 14	0.00	1	Verificato
530	0.22	Cmb 14	0.17	1	
	0.15	Cmb 14	0.00	1	Verificato
531	0.22	Cmb 14	0.17	1	
	0.15	Cmb 14	0.00	1	Verificato
532	0.22	Cmb 14	0.17	1	
	0.15	Cmb 14	0.00	1	Verificato
533	0.37	Cmb 3	0.17	1	
	0.24	Cmb 3	0.00	1	Verificato
534	0.32	Cmb 3	0.17	1	
	0.26	Cmb 3	0.00	1	Verificato
535	0.31	Cmb 4	0.50	1	
	0.25	Cmb 4	0.00	1	Verificato
536	0.38	Cmb 4	0.50	1	
	0.23	Cmb 4	0.00	1	Verificato
537	0.22	Cmb 18	0.50	1	
	0.14	Cmb 18	0.00	1	Verificato
538	0.23	Cmb 18	0.50	1	
	0.15	Cmb 18	0.00	1	Verificato
539	0.23	Cmb 18	0.50	1	
	0.15	Cmb 18	0.00	1	Verificato
540	0.22	Cmb 18	0.50	1	
	0.14	Cmb 18	0.00	1	Verificato
541	0.38	Cmb 6	0.50	1	
	0.22	Cmb 6	0.00	1	Verificato
542	0.31	Cmb 6	0.50	1	
	0.25	Cmb 6	0.00	1	Verificato
543	0.33	Cmb 4	0.50	1	
	0.27	Cmb 4	0.00	1	Verificato
544	0.40	Cmb 4	0.50	1	
	0.25	Cmb 4	0.00	1	Verificato
545	0.23	Cmb 18	0.50	1	
	0.15	Cmb 18	0.00	1	Verificato
546	0.24	Cmb 18	0.50	1	
	0.15	Cmb 18	0.00	1	Verificato
547	0.24	Cmb 18	0.50	1	
	0.15	Cmb 18	0.00	1	Verificato
548	0.23	Cmb 18	0.50	1	
	0.15	Cmb 18	0.00	1	Verificato
549	0.39	Cmb 6	0.50	1	
	0.25	Cmb 6	0.00	1	Verificato
550	0.33	Cmb 6	0.50	1	
	0.26	Cmb 6	0.00	1	Verificato
551	0.33	Cmb 4	0.50	1	
	0.28	Cmb 4	0.00	1	Verificato
552	0.39	Cmb 4	0.50	1	
	0.25	Cmb 4	0.00	1	Verificato
553	0.24	Cmb 18	0.50	1	
	0.15	Cmb 18	0.00	1	Verificato
554	0.24	Cmb 18	0.50	1	
	0.16	Cmb 18	0.00	1	Verificato

Note de des culées Pont sur le Dora - Relazione di calcolo Ponte sulla Dora

555	0.24	Cmb 18	0.50	1	
	0.16	Cmb 18	0.00	1	Verificato
556	0.24	Cmb 18	0.50	1	
	0.15	Cmb 18	0.00	1	Verificato
557	0.39	Cmb 6	0.50	1	
	0.25	Cmb 6	0.00	1	Verificato
558	0.33	Cmb 6	0.50	1	
	0.27	Cmb 6	0.00	1	Verificato
559	0.33	Cmb 4	0.00	1	
	0.27	Cmb 4	0.00	1	Verificato
560	0.39	Cmb 4	0.00	1	
	0.25	Cmb 4	0.00	1	Verificato
561	0.23	Cmb 18	0.00	1	
	0.15	Cmb 18	0.00	1	Verificato
562	0.24	Cmb 18	0.50	1	
	0.16	Cmb 18	0.00	1	Verificato
563	0.24	Cmb 18	0.50	1	
	0.16	Cmb 18	0.00	1	Verificato
564	0.23	Cmb 18	0.00	1	
	0.15	Cmb 18	0.00	1	Verificato
565	0.39	Cmb 6	0.00	1	
	0.25	Cmb 6	0.00	1	Verificato
566	0.33	Cmb 6	0.00	1	
	0.27	Cmb 6	0.00	1	Verificato
567	0.32	Cmb 4	0.00	1	
	0.26	Cmb 4	0.00	1	Verificato
568	0.39	Cmb 4	0.00	1	
	0.24	Cmb 4	0.00	1	Verificato
569	0.23	Cmb 18	0.00	1	
	0.15	Cmb 18	0.00	1	Verificato
570	0.24	Cmb 18	0.00	1	
	0.16	Cmb 18	0.00	1	Verificato
571	0.24	Cmb 18	0.00	1	
	0.16	Cmb 18	0.00	1	Verificato
572	0.23	Cmb 18	0.00	1	
	0.15	Cmb 18	0.00	1	Verificato
573	0.39	Cmb 6	0.00	1	
	0.24	Cmb 6	0.00	1	Verificato
574	0.33	Cmb 6	0.00	1	
	0.26	Cmb 6	0.00	1	Verificato
575	0.31	Cmb 4	0.00	1	
	0.24	Cmb 4	0.00	1	Verificato
576	0.38	Cmb 4	0.00	1	
	0.23	Cmb 4	0.00	1	Verificato
577	0.23	Cmb 18	0.00	1	
	0.15	Cmb 18	0.00	1	Verificato
578	0.24	Cmb 18	0.00	1	
	0.15	Cmb 18	0.00	1	Verificato
579	0.24	Cmb 18	0.00	1	
	0.15	Cmb 18	0.00	1	Verificato
580	0.23	Cmb 18	0.00	1	
	0.15	Cmb 18	0.00	1	Verificato
581	0.38	Cmb 6	0.00	1	
	0.23	Cmb 6	0.00	1	Verificato
582	0.31	Cmb 6	0.00	1	
	0.24	Cmb 6	0.00	1	Verificato
583	0.28	Cmb 4	0.00	1	
	0.25	Cmb 4	0.00	1	Verificato
584	0.35	Cmb 4	0.33	1	
	0.23	Cmb 4	0.00	1	Verificato
585	0.23	Cmb 18	0.33	1	
	0.15	Cmb 18	0.00	1	Verificato
586	0.24	Cmb 18	0.33	1	
	0.16	Cmb 18	0.00	1	Verificato
587	0.24	Cmb 18	0.33	1	
	0.16	Cmb 18	0.00	1	Verificato
588	0.23	Cmb 18	0.33	1	
	0.15	Cmb 18	0.00	1	Verificato

Note de des culées Pont sur le Dora - Relazione di calcolo Ponte sulla Dora

589	0.36	Cmb 6	0.33	1	
	0.23	Cmb 6	0.00	1	Verificato
590	0.29	Cmb 6	0.33	1	
	0.25	Cmb 6	0.00	1	Verificato
591	0.27	Cmb 4	0.00	1	
	0.21	Cmb 4	0.00	1	Verificato
592	0.34	Cmb 4	0.00	1	
	0.19	Cmb 4	0.00	1	Verificato
593	0.22	Cmb 18	0.00	1	
	0.14	Cmb 18	0.00	1	Verificato
594	0.23	Cmb 18	0.00	1	
	0.14	Cmb 18	0.00	1	Verificato
595	0.23	Cmb 18	0.00	1	
	0.14	Cmb 18	0.00	1	Verificato
596	0.22	Cmb 18	0.00	1	
	0.14	Cmb 18	0.00	1	Verificato
597	0.34	Cmb 6	0.00	1	
	0.19	Cmb 6	0.00	1	Verificato
598	0.29	Cmb 6	0.00	1	
	0.22	Cmb 6	0.00	1	Verificato
599	0.22	Cmb 4	0.00	1	
	0.16	Cmb 4	0.00	1	Verificato
600	0.28	Cmb 4	0.00	1	
	0.15	Cmb 4	0.00	1	Verificato
601	0.19	Cmb 18	0.00	1	
	0.12	Cmb 18	0.00	1	Verificato
602	0.21	Cmb 18	0.00	1	
	0.13	Cmb 18	0.00	1	Verificato
603	0.21	Cmb 18	0.00	1	
	0.13	Cmb 18	0.00	1	Verificato
604	0.19	Cmb 18	0.00	1	
	0.12	Cmb 18	0.00	1	Verificato
605	0.29	Cmb 6	0.00	1	
	0.15	Cmb 6	0.00	1	Verificato
606	0.24	Cmb 6	0.00	1	
	0.16	Cmb 6	0.00	1	Verificato
607	0.17	Cmb 4	0.00	1	
	0.13	Cmb 4	0.00	1	Verificato
608	0.23	Cmb 4	0.00	1	
	0.12	Cmb 4	0.00	1	Verificato
609	0.17	Cmb 18	0.00	1	
	0.10	Cmb 18	0.00	1	Verificato
610	0.19	Cmb 18	0.00	1	
	0.11	Cmb 18	0.00	1	Verificato
611	0.19	Cmb 18	0.00	1	
	0.11	Cmb 18	0.00	1	Verificato
612	0.17	Cmb 18	0.00	1	
	0.11	Cmb 18	0.00	1	Verificato
613	0.23	Cmb 6	0.00	1	
	0.12	Cmb 6	0.00	1	Verificato
614	0.19	Cmb 6	0.00	1	
	0.13	Cmb 6	0.00	1	Verificato
615	0.16	Cmb 37	0.50	1	
	0.12	Cmb 100	0.00	1	Verificato
616	0.19	Cmb 4	0.00	1	
	0.10	Cmb 4	0.00	1	Verificato
617	0.15	Cmb 18	0.00	1	
	0.09	Cmb 18	0.00	1	Verificato
618	0.16	Cmb 18	0.00	1	
	0.10	Cmb 18	0.00	1	Verificato
619	0.16	Cmb 18	0.00	1	
	0.10	Cmb 18	0.00	1	Verificato
620	0.15	Cmb 18	0.00	1	
	0.09	Cmb 18	0.00	1	Verificato
621	0.19	Cmb 6	0.00	1	
	0.10	Cmb 6	0.00	1	Verificato
622	0.15	Cmb 6	0.00	1	
	0.13	Cmb 44	0.00	1	Verificato

Note de des culées Pont sur le Dora - Relazione di calcolo Ponte sulla Dora

623	0.18	Cmb 37	0.50	1	
	0.15	Cmb 100	0.00	1	Verificato
624	0.16	Cmb 4	0.50	1	
	0.09	Cmb 18	0.00	1	Verificato
625	0.13	Cmb 20	0.50	1	
	0.08	Cmb 18	0.00	1	Verificato
626	0.14	Cmb 18	0.00	1	
	0.09	Cmb 18	0.00	1	Verificato
627	0.14	Cmb 18	0.00	1	
	0.09	Cmb 18	0.00	1	Verificato
628	0.13	Cmb 20	0.50	1	
	0.08	Cmb 18	0.00	1	Verificato
629	0.17	Cmb 6	0.50	1	
	0.10	Cmb 18	0.00	1	Verificato
630	0.17	Cmb 92	0.50	1	
	0.17	Cmb 92	0.00	1	Verificato
631	0.19	Cmb 37	0.00	1	
	0.17	Cmb 100	0.00	1	Verificato
632	0.17	Cmb 20	0.32	1	
	0.11	Cmb 18	0.00	1	Verificato
633	0.15	Cmb 20	0.32	1	
	0.07	Cmb 18	0.00	1	Verificato
634	0.15	Cmb 20	0.32	1	
	0.08	Cmb 18	0.00	1	Verificato
635	0.15	Cmb 20	0.32	1	
	0.08	Cmb 18	0.00	1	Verificato
636	0.15	Cmb 20	0.32	1	
	0.07	Cmb 18	0.00	1	Verificato
637	0.17	Cmb 20	0.32	1	
	0.12	Cmb 14	0.00	1	Verificato
638	0.19	Cmb 92	0.00	1	
	0.20	Cmb 92	0.00	1	Verificato
639	0.50	Cmb 17	0.50	1	
	0.32	Cmb 13	0.00	1	Verificato
640	0.33	Cmb 18	0.50	1	
	0.20	Cmb 4	0.00	1	Verificato
641	0.21	Cmb 20	0.50	1	
	0.05	Cmb 18	0.00	1	Verificato
642	0.22	Cmb 20	0.50	1	
	0.06	Cmb 92	0.00	1	Verificato
643	0.22	Cmb 20	0.50	1	
	0.06	Cmb 18	0.00	2	Verificato
644	0.21	Cmb 20	0.50	1	
	0.06	Cmb 18	0.00	1	Verificato
645	0.49	Cmb 93	0.50	1	
	0.29	Cmb 95	0.00	1	Verificato
646	0.62	Cmb 93	0.50	1	
	0.34	Cmb 93	0.00	1	Verificato
1207	0.41	Cmb 15	0.00	T.	
	0.00	Cmb 116	0.00	T.	Verificato
1208	0.39	Cmb 19	0.00	T.	
	0.00	Cmb 116	0.00	T.	Verificato
1209	0.40	Cmb 15	0.00	T.	
	0.00	Cmb 116	0.00	T.	Verificato
1210	0.39	Cmb 19	0.00	T.	
	0.00	Cmb 116	0.00	T.	Verificato
1211	0.14	Cmb 19	0.00	3	Verificato
1212	0.12	Cmb 15	0.00	3	Verificato
1213	0.14	Cmb 15	0.00	3	Verificato
1214	0.11	Cmb 15	0.00	3	Verificato

Nota: per gli elementi di controvento di piano è stata omessa la verifica a instabilità in quanto l'elemento è progettato per lavorare solo in trazione.

Note de des culées Pont sur le Dora - Relazione di calcolo Ponte sulla Dora

Riassunto delle verifiche

Prop.	F.Res.	Trave	L.C.	Cl.	F.Inst.	Trave	L.C.	Cl.
1	0.49	645	Cmb 93	1	0.31	342	Cmb 18	1
9	0.59	117	Cmb 14	1	0.28	56	Cmb 1	1
10	0.16	2	Cmb 93	1	0.15	2	Cmb 92	1
11	0.41	1207	Cmb 15	T.	0.19	19	Cmb 15	1
12	0.37	197	Cmb 93	3				
14	0.62	646	Cmb 93	1	0.34	646	Cmb 93	1
17	0.74	42	Cmb 14	3	0.96	35	Cmb 16	3
18	0.39	75	Cmb 14	1	0.05	13	Cmb 3	1
19	0.59	27	Cmb 2	2	0.67	27	Cmb 14	2

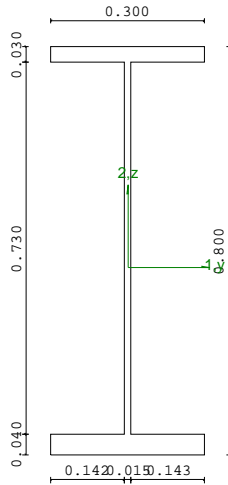
Note de des culées Pont sur le Dora - Relazione di calcolo Ponte sulla Dora

13.3.4 Verifica sezioni più sollecitate

▪ Verifica prop. 1

PROP. 1 - BEAM n. 645 - SEZIONE IN X = 0.50

Grp.: Trasverso Trave: 645 Prop.: 1 Sez.in: 0.50			
Cmb 93	M1 = 237.96	M2 = 137.01	
	N = 384.17	V1 = 564.69	
	V2 = -62.13	MT = 4.19	
Sezione a I			
D = 0.8000	B1 = 0.3000	T1 = 0.0400	T2 = 0.0300 T3 = 0.0150
B2 = 0.3000			
Area	= 3.19e-02		
I11	= 3.52e-03		
I22	= 1.58e-04		



VERIFICA DI RESISTENZA:

Classe = Classe 1
 FR-PF = 0.48
 FR-v = 0.17
 FR-T = 0.09
 FR-τ = 0.30

VERIFICA DI STABILITA':

Classe = Classe 1
 FI-N = 0.00
 FPF,y = 0.19
 FPF,z = 0.28

PARAMETRI STATICI DELLA SEZIONE

Altezza totale	D =	0.80	m
Base inferiore	B1 =	0.30	m
Spessore flangia inferiore	T1 =	0.04	m
Spessore flangia superiore	T2 =	0.03	m
Spessore anima	T3 =	0.01	m
Base superiore	B2 =	0.30	m
Posizione del baricentro elastico	X1G,el =	0.15	m
	X2G,el =	0.37	m
Posizione del baricentro plastico	X1G,pl =	0.15	m
	X2G,pl =	0.32	m
Distanza baricentro - centro di taglio	X1CT-X1G =	0.00	m
	X2CT-X2G =	-0.02	m
Area della sezione	A =	3.19e-02	m ²
Momento d'inerzia	asse 1	I11 = 3.52e-03	m ⁴
	asse 2	I22 = 1.58e-04	m ⁴
	asse 3	J = 9.92e-06	m ⁴
Momento polare rispetto il centro di taglio	I _p =	3.69e-03	m ⁴
Costante di ingobbamento	I ₀ =	2.26e-05	m ⁶
Raggio giratore	asse 1	i11 = 0.33	m
	asse 2	i22 = 0.07	m
Modulo di resistenza elastico	superiore	W1 sup,el = 8.14e-03	m ³
	inferiore	W1 inf,el = 9.58e-03	m ³
Modulo di resistenza elastico	destro	W2 dx,el = 1.05e-03	m ³
	sinistro	W2 sx,el = 1.05e-03	m ³
Modulo di resistenza plastico	asse 1	W1,pl = 9.92e-03	m ³
	asse 2	W2,pl = 1.62e-03	m ³
Area di taglio	asse 1	AV1,pl = 2.10e-02	m ²
	asse 2	AV2,pl = 1.31e-02	m ²

Note de des culées Pont sur le Dora - Relazione di calcolo Ponte sulla Dora

CARATTERISTICHE DELL'ASTA:

Lunghezza			0.50	m
Molt. per inflessione	asse 1	$\beta_1 =$	1.00	
	asse 2	$\beta_2 =$	22.00	
	asse 3	$\beta_3 =$	1.00	

Attributi per il calcolo di instabilità

	Diagramma	ψ	k_c	m_{LT}	C_m
Piano 1	Tipo 9	-0.09	0.94	0.53	0.53
Piano 2	Tipo 2	0.79	0.94	0.92	0.92

CARATTERISTICHE DEL MATERIALE:

Tipo di acciaio		S355		
Lavorazione		Laminata		
Modulo di elasticità		E =	210.00	GPa
Tensione di snervamento	(t < 40mm)	$f_y =$	355.00	MPa
Tensione di rottura	(t < 40mm)	$f_u =$	510.00	MPa
Tensione di snervamento	(t > 40mm)	$f_y =$	335.00	MPa
Tensione di rottura	(t > 40mm)	$f_u =$	470.00	MPa
Coefficiente di sicurezza del materiale	$\gamma_{M0} =$		1.05	
Coefficiente di sicurezza all'instabilità	$\gamma_{M1} =$		1.10	

SOLLECITAZIONI:

Sforzo normale		AF =	3.84e02	kN
Sforzo di taglio	direzione 1	V1 =	5.65e02	kN
	direzione 2	V2 =	-6.21e01	kN
Momento flettente	direzione 1	M1 =	2.38e02	kNm
	direzione 2	M2 =	1.37e02	kNm
Momento torcente		MT =	4.19e00	kNm

VERIFICA DI RESISTENZA (N.T.C.2008 - § 4.2.4.1.2):

Classe della sezione per la sollecitazione considerata:

	Cl =	Classe 1
Asse con inerzia maggiore	y-y =	1-1
Asse con inerzia minore	z-z =	2-2

Resistenza assiale		$N_{Rd} =$	10802.14	kN
Resistenza tagliante riduzione per la torsione	asse y	$V_{pl,y,Rd} =$	2564.92	kN
		coeff =	0.96	
		$V_{pl,y,T,Rd} =$	2474.56	kN
Resistenza tagliante riduzione per la torsione	asse z	$V_{pl,z,Rd} =$	4099.19	kN
		coeff =	0.96	
		$V_{pl,z,T,Rd} =$	3954.77	kN
Resistenza flessionale riduzione per il taglio	asse y	$M_{y,Rd} =$	3353.70	kNm
		coeff =	1.00	
		$M_{y,V,Rd} =$	3353.70	kNm
Resistenza flessionale riduzione per il taglio	asse z	$M_{z,Rd} =$	546.38	kNm
		coeff =	1.00	
		$M_{z,V,Rd} =$	546.38	kNm
Resistenza torsionale elastica		$T_{Rd} =$	48.42	kNm

Verifica di Resistenza plastica a Presso-Flessione

$$F_{R,PF}(N_{Ed}, M_{y,Ed}, M_{z,Ed}) \leq 1 \quad F_{R,PF} = 0.48 \quad \text{Verificato}$$

$$|M_{y,Ed}/M_{Ny,Rd}|^{\alpha} + |M_{z,Ed}/M_{Nz,Rd}|^{\beta} \leq 1 \quad F_{R-exp} = 0.44$$

$\alpha = 2.00, \beta = 1.00$

Verifica di Resistenza plastica a Taglio

$$(V_{y,Ed}/V_{y,Rd}) + (V_{z,Ed}/V_{z,Rd}) \leq 1 \quad F_{R-V} = 0.17 \quad \text{Verificato}$$

Verifica di Resistenza elastica a Torsione

$$(T_{Ed}/T_{Rd}) \leq 1 \quad F_{R-T} = 0.09 \quad \text{Verificato}$$

Verifica di Resistenza elastica delle tensioni tangenziali

$$\tau_{Ed} \cdot \sqrt{(3) \cdot \gamma_{M0}/f_y} \leq 1 \quad F_{R-\tau} = 0.30 \quad \text{Verificato}$$

Note de des culées Pont sur le Dora - Relazione di calcolo Ponte sulla Dora

VERIFICA DI STABILITÀ (N.T.C.2008 - § 4.2.4.1.3):

Classe della sezione per la sollecitazione considerata:

CI = Classe 1

Sforzo normale $N_{ED} = 3.84e02$ kN
 Momento flettente $M_{z,ED} = 2.38e02$ kNm
 $M_{y,ED} = 1.73e02$ kNm

Tabella dei carichi critici

Asse	Carico critico P_{cr} [kN]	Lunghezza libera l_0 [m]	Snellezza adimensionale λ^*	Coefficiente riduttivo χ
y	60876.90	10.95	0.43	0.91
z	1.32e06	0.50	0.09	1.00
θ	1.64e06	0.50	0.08	1.00
min	60876.90		0.43	0.91
	M_{cr} [kNm]	l_0 [m]	λ^*_{LT}	χ_{LT}
fless.tors.	5.53e05	0.50	0.20	1.00

Resistenza assiale
 minimo $N_{b,Rd} = 9.42e03$ kN
 asse y $N_{b,y,Rd} = 9.42e03$ kN
 asse z $N_{b,z,Rd} = 1.03e04$ kN

Resistenza flessionale
 asse y $M_{b,y,Rd} = 3.20e03$ kNm
 asse z $M_{z,Rd} = 5.22e02$ kNm

Coefficiente di interazione
 $k_{yy} = 0.92$
 $k_{yz} = 0.32$
 $k_{zy} = 0.69$
 $k_{zz} = 0.53$

Verifica di Instabilità a Compressione
 $N_{Ed}/N_{b,Rd} \leq 1$ $F_{I,N} = 0.00$ (Verificato)

Verifica di Instabilità a Pressoflessione
 $(N_{Ed}/N_{b,y,Rd}) + k_{yy}(M_{y,Ed}/M_{b,y,Rd}) + k_{yz}(M_{z,Ed}/M_{z,Rd}) \leq 1$ $F_{R-PF,y} = 0.19$ (Verificato)
 $(N_{Ed}/N_{b,z,Rd}) + k_{zy}(M_{y,Ed}/M_{b,y,Rd}) + k_{zz}(M_{z,Ed}/M_{z,Rd}) \leq 1$ $F_{R-PF,z} = 0.28$ (Verificato)

Note de des culées Pont sur le Dora - Relazione di calcolo Ponte sulla Dora

Momento polare rispetto il centro di taglio	asse 3	J =	9.92e-06	m ⁴
Costante di ingobbamento	I _p =	3.69e-03	m ⁴	
Raggio giratore	asse 1	i ₁₁ =	0.33	m
	asse 2	i ₂₂ =	0.07	m
Modulo di resistenza elastico	superiore	W _{1 sup,el} =	8.14e-03	m ³
	inferiore	W _{1 inf,el} =	9.58e-03	m ³
Modulo di resistenza elastico	destro	W _{2 dx,el} =	1.05e-03	m ³
	sinistro	W _{2 sx,el} =	1.05e-03	m ³
Modulo di resistenza plastico	asse 1	W _{1,pl} =	9.92e-03	m ³
	asse 2	W _{2,pl} =	1.62e-03	m ³
Area di taglio	asse 1	A _{v1,pl} =	2.10e-02	m ²
	asse 2	A _{v2,pl} =	1.31e-02	m ²

CARATTERISTICHE DELL'ASTA:

Lunghezza			0.50	m
Molt. per inflessione	asse 1	β ₁ =	1.00	
	asse 2	β ₂ =	22.00	
	asse 3	β ₃ =	1.00	

Attributi per il calcolo di instabilità

	Diagramma	ψ	k _c	m _{LT}	C _m
Piano 1	Tipo 2	-0.63	0.65	0.44	0.40
Piano 2	Tipo 2	0.98	0.99	0.99	0.99

CARATTERISTICHE DEL MATERIALE:

Tipo di acciaio		S355		
Lavorazione		Laminata		
Modulo di elasticità		E =	210.00	GPa
Tensione di snervamento	(t < 40mm)	f _y =	355.00	MPa
Tensione di rottura	(t < 40mm)	f _u =	510.00	MPa
Tensione di snervamento	(t > 40mm)	f _y =	335.00	MPa
Tensione di rottura	(t > 40mm)	f _u =	470.00	MPa
Coefficiente di sicurezza del materiale	γ _{M0} =	1.05		
Coefficiente di sicurezza all'instabilità	γ _{M1} =	1.10		

SOLLECITAZIONI:

Sforzo normale		AF =	2.60e03	kN
Sforzo di taglio	direzione 1	V1 =	4.25e-02	kN
	direzione 2	V2 =	3.35e01	kN
Momento flettente	direzione 1	M1 =	-1.30e-02	kNm
	direzione 2	M2 =	9.71e02	kNm
Momento torcente		MT =	6.73e-03	kNm

VERIFICA DI RESISTENZA (N.T.C.2008 - § 4.2.4.1.2):

Classe della sezione per la sollecitazione considerata:		CI =	Classe 1
Asse con inerzia maggiore		y-y =	1-1
Asse con inerzia minore		z-z =	2-2
Resistenza assiale		N _{Rd} =	10802.14 kN
Resistenza tagliante	asse y	V _{pl,y,Rd} =	2564.92 kN
riduzione per la torsione		coeff =	1.00
		V _{pl,y,T,Rd} =	2564.78 kN
Resistenza tagliante	asse z	V _{pl,z,Rd} =	4099.19 kN
riduzione per la torsione		coeff =	1.00
		V _{pl,z,T,Rd} =	4098.96 kN

Note de des culées Pont sur le Dora - Relazione di calcolo Ponte sulla Dora

Resistenza flessionale riduzione per il taglio	asse y	$M_{y,Rd} = 2906.92$ coeff = 1.00 $M_{y,V,Rd} = 2906.92$	kNm kNm
Resistenza flessionale riduzione per il taglio	asse z	$M_{z,Rd} = 546.38$ coeff = 1.00 $M_{z,V,Rd} = 546.38$	kNm kNm
Resistenza torsionale elastica		$T_{Rd} = 48.42$	kNm
Verifica di Resistenza plastica a Presso-Flessione			
		$F_{R,PF}(N_{Ed}, M_{y,Ed}, M_{z,Ed}) \leq 1$ $\frac{ M_{y,Ed}/M_{Ny,Rd} ^\alpha + M_{z,Ed}/M_{Nz,Rd} ^\beta}{\alpha + \beta} \leq 1$ $\alpha = 2.00, \beta = 1.21$	$F_{R,PF} = 0.49$ Verificato $F_{R-exp} = 0.11$
Verifica di Resistenza plastica a Taglio			
		$(V_{y,Ed}/V_{y,Rd}) + (V_{z,Ed}/V_{z,Rd}) \leq 1$	$F_{R-V} = 0.01$ Verificato
Verifica di Resistenza elastica a Torsione			
		$(T_{Ed}/T_{Rd}) \leq 1$	$F_{R-T} = 0.00$ Verificato
Verifica di Resistenza elastica delle tensioni tangenziali			
		$\tau_{Ed} \cdot \sqrt{(3) \cdot \gamma_{M0}} / f_y \leq 1$	$F_{R-\tau} = 0.02$ Verificato

VERIFICA DI STABILITÀ (N.T.C.2008 - § 4.2.4.1.3):

Classe della sezione per la sollecitazione considerata:

C1 = Classe 1

Sforzo normale
Momento flettente

$N_{ED} = 2.60e03$ kN
 $M_{z,ED} = -1.30e-02$ kNm
 $M_{y,ED} = 9.87e02$ kNm

Tabella dei carichi critici

Asse	Carico critico	Lunghezza libera	Snellezza adimensionale	Coefficiente riduttivo
	P_{cr} [kN]	l_0 [m]	λ^*	χ
y	60876.90	10.95	0.43	0.91
z	1.32e06	0.50	0.09	1.00
θ	1.64e06	0.50	0.08	1.00
min	60876.90		0.43	0.91
<hr/>				
fless.tors.	M_{cr} [kNm]	l_0 [m]	λ_{LT}^*	χ_{LT}
	5.04e05	0.50	0.20	1.00

Resistenza assiale	minimo	$N_{b,Rd} = 9.42e03$ $N_{b,y,Rd} = 9.42e03$ $N_{b,z,Rd} = 1.03e04$	kN kN kN
Resistenza flessionale	asse y asse z	$M_{b,y,Rd} = 3.20e03$ $M_{z,Rd} = 5.22e02$	kNm kNm
Coefficiente di interazione		$k_{yy} = 0.99$ $k_{yz} = 0.24$ $k_{zy} = 0.69$ $k_{zz} = 0.40$	

Verifica di Instabilità a Compressione	$N_{Ed}/N_{b,Rd} \leq 1$	$F_{I-N} = 0.00$	(Verificato)
Verifica di Instabilità a Pressoflessione			
		$(N_{Ed}/N_{b,y,Rd}) + k_{yy}(M_{y,Ed}/M_{b,y,Rd}) + k_{yz}(M_{z,Ed}/M_{z,Rd}) \leq 1$	$F_{R-PF,y} = 0.31$ (Verificato)
		$(N_{Ed}/N_{b,z,Rd}) + k_{zy}(M_{y,Ed}/M_{b,y,Rd}) + k_{zz}(M_{z,Ed}/M_{z,Rd}) \leq 1$	$F_{R-PF,z} = 0.21$ (Verificato)

Note de des culées Pont sur le Dora - Relazione di calcolo Ponte sulla Dora

Momento d'inerzia	asse 1	$I_{11} =$	1.16e-02	m^4
	asse 2	$I_{22} =$	1.13e-03	m^4
	asse 3	$J =$	2.86e-05	m^4
Momento polare rispetto il centro di taglio	$I_p =$	0.01	m^4	
Costante di ingobbamento		$I_{\omega} =$	2.42e-04	m^6
Raggio giratore	asse 1	$i_{11} =$	0.41	m
	asse 2	$i_{22} =$	0.13	m
Modulo di resistenza elastico	superiore	$W_{1\ sup,el} =$	2.16e-02	m^3
	inferiore	$W_{1\ inf,el} =$	2.52e-02	m^3
Modulo di resistenza elastico	destro	$W_{2\ dx,el} =$	3.77e-03	m^3
	sinistro	$W_{2\ sx,el} =$	3.77e-03	m^3
Modulo di resistenza plastico	asse 1	$W_{1,pl} =$	0.03	m^3
	asse 2	$W_{2,pl} =$	6.17e-03	m^3
Area di taglio	asse 1	$A_{V1,pl} =$	4.22e-02	m^2
	asse 2	$A_{V2,pl} =$	3.33e-02	m^2

CARATTERISTICHE DELL'ASTA:

Lunghezza			3.30	m
Molt. per inflessione	asse 1	$\beta_1 =$	1.00	
	asse 2	$\beta_2 =$	3.00	
	asse 3	$\beta_3 =$	1.00	

Attributi per il calcolo di instabilità

	Diagramma	ψ	k_c	m_{LT}	C_m
Piano 1	Tipo 9	-0.80	0.98	0.44	0.40
Piano 2	Tipo 2	0.64	0.89	0.86	0.86

CARATTERISTICHE DEL MATERIALE:

Tipo di acciaio		S355		
Lavorazione		Laminata		
Modulo di elasticità		$E =$	210.00	GPa
Tensione di snervamento	(t < 40mm)	$f_y =$	355.00	MPa
Tensione di rottura	(t < 40mm)	$f_u =$	510.00	MPa
Tensione di snervamento	(t > 40mm)	$f_y =$	335.00	MPa
Tensione di rottura	(t > 40mm)	$f_u =$	470.00	MPa
Coefficiente di sicurezza del materiale	$\gamma_{M0} =$	1.05		
Coefficiente di sicurezza all'instabilità	$\gamma_{M1} =$	1.10		

SOLLECITAZIONI:

Sforzo normale		$AF =$	9.67e03	kN
Sforzo di taglio	direzione 1	$V1 =$	-3.90e01	kN
	direzione 2	$V2 =$	2.30e02	kN
Momento flettente	direzione 1	$M1 =$	-6.82e01	kNm
	direzione 2	$M2 =$	2.24e03	kNm
Momento torcente		$MT =$	-1.52e-01	kNm

VERIFICA DI RESISTENZA (N.T.C.2008 - § 4.2.4.1.2):

Classe della sezione per la sollecitazione considerata:		$Cl =$	Classe 1
Asse con inerzia maggiore		$y-y =$	1-1
Asse con inerzia minore		$z-z =$	2-2
Resistenza assiale		$N_{Rd} =$	23649.76 kN
Resistenza tagliante	asse y	$V_{pl,y,Rd} =$	6500.14 kN
riduzione per la torsione		coeff =	1.00
		$V_{pl,y,T,Rd} =$	6497.31 kN
Resistenza tagliante	asse z	$V_{pl,z,Rd} =$	8237.41 kN
riduzione per la torsione		coeff =	1.00

Note de des culées Pont sur le Dora - Relazione di calcolo Ponte sulla Dora

		$V_{pl,z,T,Rd} = 8233.82$	kN
Resistenza flessionale riduzione per il taglio	asse y	$M_{y,Rd} = 6278.59$	kNm
		coeff = 1.00	
		$M_{y,V,Rd} = 6278.59$	kNm
Resistenza flessionale riduzione per il taglio	asse z	$M_{z,Rd} = 2047.20$	kNm
		coeff = 1.00	
		$M_{z,V,Rd} = 2047.20$	kNm
Resistenza torsionale elastica		$T_{Rd} = 139.36$	kNm
Verifica di Resistenza plastica a Presso-Flessione			
$F_{R,PF}(N_{Ed}, M_{y,Ed}, M_{z,Ed}) \leq 1$		$F_{R,PF} = 0.62$ Verificato	
$\frac{ M_{y,Ed}/M_{Ny,Rd} + M_{z,Ed}/M_{Nz,Rd} }{\alpha} \leq 1$ $\alpha = 2.00, \beta = 2.05$		$F_{R-exp} = 0.13$	
Verifica di Resistenza plastica a Taglio			
$(V_{y,Ed}/V_{y,Rd}) + (V_{z,Ed}/V_{z,Rd}) \leq 1$		$F_{R-V} = 0.04$	Verificato
Verifica di Resistenza elastica a Torsione			
$(T_{Ed}/T_{Rd}) \leq 1$		$F_{R-T} = 1.09e-03$	Verificato
Verifica di Resistenza elastica delle tensioni tangenziali			
$\tau_{Ed} \cdot \sqrt{3} \cdot \gamma_{M0} / f_y \leq 1$		$F_{R-\tau} = 0.05$	Verificato

VERIFICA DI STABILITÀ (N.T.C.2008 - § 4.2.4.1.3):

Classe della sezione per la sollecitazione considerata:

$C1 =$ Classe 1

Sforzo normale
Momento flettente

$N_{ED} = 9.67e03$ kN
 $M_{z,ED} = -6.82e01$ kNm
 $M_{y,ED} = 2.24e03$ kNm

Tabella dei carichi critici

Asse	Carico critico P_{cr} [kN]	Lunghezza libera l_0 [m]	Snellezza adimensionale λ^*	Coefficiente riduttivo χ
y	2.46e05	9.90	0.32	0.96
z	2.15e05	3.30	0.34	0.93
θ	2.53e05	3.30	0.31	0.94
min	1.90e05		0.36	0.92
	M_{cr} [kNm]	l_0 [m]	λ^*_{LT}	χ_{LT}
fless.tors.	1.22e05	3.30	0.28	0.98

Resistenza assiale	minimo	$N_{b,Rd} = 2.07e04$	kN
	asse y	$N_{b,y,Rd} = 2.16e04$	kN
	asse z	$N_{b,z,Rd} = 2.10e04$	kN

Resistenza flessionale	asse y	$M_{b,y,Rd} = 8.40e03$	kNm
	asse z	$M_{z,Rd} = 1.99e03$	kNm

Coefficiente di interazione	$k_{yy} = 0.86$
	$k_{yz} = 0.24$
	$k_{zy} = 0.94$
	$k_{zz} = 0.40$

Verifica di Instabilità a Compressione $N_{Ed}/N_{b,Rd} \leq 1$	$F_{I-N} = 0.00$	(Verificato)
--	------------------	--------------

Verifica di Instabilità a Pressoflessione $(N_{Ed}/N_{b,y,Rd}) + k_{yy}(M_{y,Ed}/M_{b,y,Rd}) + k_{yz}(M_{z,Ed}/M_{z,Rd}) \leq 1$	$F_{R-PF,y} = 0.24$	(Verificato)
$(N_{Ed}/N_{b,z,Rd}) + k_{zy}(M_{y,Ed}/M_{b,y,Rd}) + k_{zz}(M_{z,Ed}/M_{z,Rd}) \leq 1$	$F_{R-PF,z} = 0.26$	(Verificato)

Note de des culées Pont sur le Dora - Relazione di calcolo Ponte sulla Dora

▪ **Verifica prop. 9**

PROP. 9 - BEAM n. 56 - SEZIONE IN X = 0.00

Grp.: Trave inferiore Trave: 56 Prop.: 9 Sez.in: 0.00		
Cmb 1	M1 = 21.75	M2 = 2434.02
	N = 7604.88	V1 = -18.34
	V2 = -549.96	MT = -0.05
Sezione a I		
D = 1.0000	B1 = 0.6000	T1 = 0.0400 T2 = 0.0350 T3 = 0.0300
B2 = 0.5200		
Area	= 6.99e-02	
I11	= 1.16e-02	
I22	= 1.13e-03	

VERIFICA DI RESISTENZA

Classe = Classe 1

FR-PF = 0.55

FR-V = 0.09

FR-T = 0.00

FR-τ = 0.11

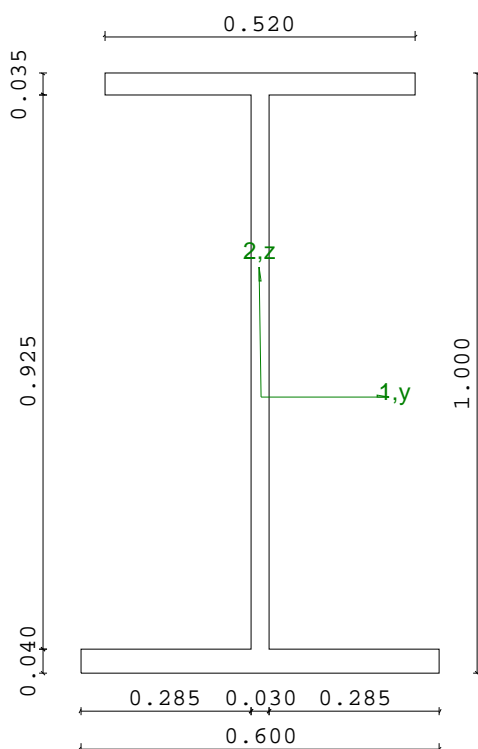
VERIFICA DI STABILITA'

Classe = Classe 1

FI-N = 0.00

F_{PF,y} = 0.20

F_{PF,z} = 0.28



PARAMETRI STATICI DELLA SEZIONE

Altezza totale	D =	1.00	m
Base inferiore	B1 =	0.60	m
Spessore flangia inferiore	T1 =	0.04	m
Spessore flangia superiore	T2 =	0.04	m
Spessore anima	T3 =	0.03	m
Base superiore	B2 =	0.52	m
Posizione del baricentro elastico	X _{1G,el} =	0.30	m
	X _{2G,el} =	0.46	m
Posizione del baricentro plastico	X _{1G,pl} =	0.30	m
	X _{2G,pl} =	0.42	m
Distanza baricentro - centro di taglio	X _{1CT-X1G} =	0.00	m
	X _{2CT-X2G} =	-0.09	m
Area della sezione	A =	6.99e-02	m ²

Note de des culées Pont sur le Dora - Relazione di calcolo Ponte sulla Dora

Momento d'inerzia	asse 1	$I_{11} =$	1.16e-02	m^4
	asse 2	$I_{22} =$	1.13e-03	m^4
	asse 3	$J =$	2.86e-05	m^4
Momento polare rispetto il centro di taglio	$I_p =$	0.01	m^4	
Costante di ingobbamento		$I_{\omega} =$	2.42e-04	m^6
Raggio giratore	asse 1	$i_{11} =$	0.41	m
	asse 2	$i_{22} =$	0.13	m
Modulo di resistenza elastico	superiore	$W_{1\ sup,el} =$	2.16e-02	m^3
	inferiore	$W_{1\ inf,el} =$	2.52e-02	m^3
Modulo di resistenza elastico	destro	$W_{2\ dx,el} =$	3.77e-03	m^3
	sinistro	$W_{2\ sx,el} =$	3.77e-03	m^3
Modulo di resistenza plastico	asse 1	$W_{1,pl} =$	0.03	m^3
	asse 2	$W_{2,pl} =$	6.17e-03	m^3
Area di taglio	asse 1	$A_{V1,pl} =$	4.22e-02	m^2
	asse 2	$A_{V2,pl} =$	3.33e-02	m^2

CARATTERISTICHE DELL'ASTA:

Lunghezza			3.30	m
Molt. per inflessione	asse 1	$\beta_1 =$	1.00	
	asse 2	$\beta_2 =$	3.00	
	asse 3	$\beta_3 =$	1.00	

Attributi per il calcolo di instabilità

	Diagramma	ψ	k_c	m_{LT}	C_m
Piano 1	Tipo 9	-0.66	0.97	0.44	0.40
Piano 2	Tipo 2	0.24	0.80	0.70	0.70

CARATTERISTICHE DEL MATERIALE:

Tipo di acciaio		S355		
Lavorazione		Laminata		
Modulo di elasticità		$E =$	210.00	GPa
Tensione di snervamento	(t < 40mm)	$f_y =$	355.00	MPa
Tensione di rottura	(t < 40mm)	$f_u =$	510.00	MPa
Tensione di snervamento	(t > 40mm)	$f_y =$	335.00	MPa
Tensione di rottura	(t > 40mm)	$f_u =$	470.00	MPa
Coefficiente di sicurezza del materiale	$\gamma_{M0} =$	1.05		
Coefficiente di sicurezza all'instabilità	$\gamma_{M1} =$	1.10		

SOLLECITAZIONI:

Sforzo normale		$AF =$	7.60e03	kN
Sforzo di taglio	direzione 1	$V1 =$	-1.83e01	kN
	direzione 2	$V2 =$	-5.50e02	kN
Momento flettente	direzione 1	$M1 =$	2.18e01	kNm
	direzione 2	$M2 =$	2.43e03	kNm
Momento torcente		$MT =$	-4.66e-02	kNm

VERIFICA DI RESISTENZA (N.T.C.2008 - § 4.2.4.1.2):

Classe della sezione per la sollecitazione considerata:		$Cl =$	Classe 1
Asse con inerzia maggiore		$y-y =$	1-1
Asse con inerzia minore		$z-z =$	2-2
Resistenza assiale		$N_{Rd} =$	23649.76 kN
Resistenza tagliante	asse y	$V_{pl,y,Rd} =$	6500.14 kN
riduzione per la torsione		coeff = 1.00	
		$V_{pl,y,T,Rd} =$	6499.27 kN
Resistenza tagliante	asse z	$V_{pl,z,Rd} =$	8237.41 kN
riduzione per la torsione		coeff = 1.00	

Note de des culées Pont sur le Dora - Relazione di calcolo Ponte sulla Dora

		$V_{pl,z,T,Rd} = 8236.31$	kN
Resistenza flessionale riduzione per il taglio	asse y	$M_{y,Rd} = 7208.37$	kNm
		coeff = 1.00	
		$M_{y,V,Rd} = 7208.37$	kNm
Resistenza flessionale riduzione per il taglio	asse z	$M_{z,Rd} = 2087.17$	kNm
		coeff = 1.00	
		$M_{z,V,Rd} = 2087.17$	kNm
Resistenza torsionale elastica		$T_{Rd} = 139.36$	kNm
Verifica di Resistenza plastica a Presso-Flessione			
$F_{R,PF}(N_{Ed}, M_{y,Ed}, M_{z,Ed}) \leq 1$		$F_{R,PF} = 0.55$ Verificato	
$ M_{y,Ed}/M_{Ny,Rd} + M_{z,Ed}/M_{Nz,Rd} \leq 1$ $\alpha = 2.00, \beta = 1.61$		$F_{R-exp} = 0.11$	
Verifica di Resistenza plastica a Taglio			
$(V_{y,Ed}/V_{y,Rd}) + (V_{z,Ed}/V_{z,Rd}) \leq 1$		$F_{R-V} = 0.09$	Verificato
Verifica di Resistenza elastica a Torsione			
$(T_{Ed}/T_{Rd}) \leq 1$		$F_{R-T} = 0.00$	Verificato
Verifica di Resistenza elastica delle tensioni tangenziali			
$\tau_{Ed} \cdot \sqrt{3} \cdot \gamma_{M0} / f_y \leq 1$		$F_{R-\tau} = 0.11$	Verificato

VERIFICA DI STABILITÀ (N.T.C.2008 - § 4.2.4.1.3):

Classe della sezione per la sollecitazione considerata:

$C1 =$ Classe 1

Sforzo normale
Momento flettente

$N_{ED} = 7.60e03$ kN
 $M_{z,ED} = -3.29e01$ kNm
 $M_{y,ED} = 2.43e03$ kNm

Tabella dei carichi critici

Asse	Carico critico P _{cr} [kN]	Lunghezza libera l ₀ [m]	Snellezza adimensionale λ^*	Coefficiente riduttivo χ
y	2.46e05	9.90	0.32	0.96
z	2.15e05	3.30	0.34	0.93
θ	2.53e05	3.30	0.31	0.94
min	1.90e05		0.36	0.92
	M _{cr} [kNm]	l ₀ [m]	λ^*_{LT}	χ_{LT}
fless.tors.	1.55e05	3.30	0.25	0.99

Resistenza assiale	minimo	$N_{b,Rd} = 2.07e04$	kN
	asse y	$N_{b,y,Rd} = 2.16e04$	kN
	asse z	$N_{b,z,Rd} = 2.10e04$	kN

Resistenza flessionale	asse y	$M_{b,y,Rd} = 8.46e03$	kNm
	asse z	$M_{z,Rd} = 1.99e03$	kNm

Coefficiente di interazione	$k_{yy} = 0.70$
	$k_{yz} = 0.24$
	$k_{zy} = 0.94$
	$k_{zz} = 0.40$

Verifica di Instabilità a Compressione	$N_{Ed}/N_{b,Rd} \leq 1$	$F_{I-N} = 0.00$	(Verificato)
--	--------------------------	------------------	--------------

Verifica di Instabilità a Pressoflessione	$(N_{Ed}/N_{b,y,Rd}) + k_{yy}(M_{y,Ed}/M_{b,y,Rd}) + k_{yz}(M_{z,Ed}/M_{z,Rd}) \leq 1$	$F_{R-PF,y} = 0.20$	(Verificato)
	$(N_{Ed}/N_{b,z,Rd}) + k_{zy}(M_{y,Ed}/M_{b,y,Rd}) + k_{zz}(M_{z,Ed}/M_{z,Rd}) \leq 1$	$F_{R-PF,z} = 0.28$	(Verificato)

Note de des culées Pont sur le Dora - Relazione di calcolo Ponte sulla Dora

▪ **Verifica prop. 10**

PROP. 10 - BEAM n. 2 - SEZIONE IN X = 0.00

Grp.: Montanti Trave: 2 Prop.: 10 Sez.in: 0.00			
Cmb 93	M1 = 11.82	M2 = 321.22	
	N = 401.89	V1 = 3.18	
	V2 = 52.22	MT = 0.06	
Sezione a I			
D = 0.6000	B1 = 0.4000	T1 = 0.0300	T2 = 0.0300 T3 = 0.0150
B2 = 0.4000			
Area		= 3.21e-02	
I11		= 2.15e-03	
I22		= 3.20e-04	

VERIFICA DI RESISTENZA

Classe = Classe 1

FR-PF = 0.15

FR-V = 0.03

FR-T = 1.26e-03

FR-τ = 0.03

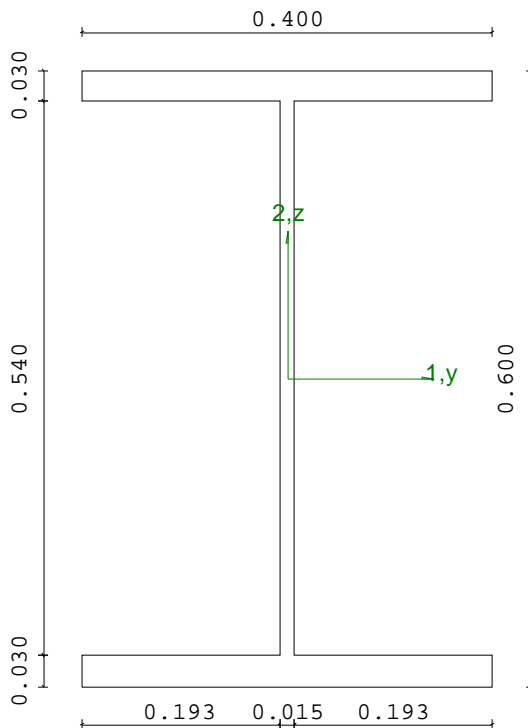
VERIFICA DI STABILITA'

Classe = Classe 1

FI-N = 0.00

F_{PF,y} = 0.09

F_{PF,z} = 0.14



PARAMETRI STATICI DELLA SEZIONE

Altezza totale	D =	0.60	m
Base inferiore	B1 =	0.40	m
Spessore flangia inferiore	T1 =	0.03	m
Spessore flangia superiore	T2 =	0.03	m
Spessore anima	T3 =	0.01	m
Base superiore	B2 =	0.40	m
Posizione del baricentro elastico	X _{1G,el} =	0.20	m
	X _{2G,el} =	0.30	m
Posizione del baricentro plastico	X _{1G,pl} =	0.20	m
	X _{2G,pl} =	0.30	m
Distanza baricentro - centro di taglio	X _{1CT-X1G} =	0.00	m
	X _{2CT-X2G} =	0.00	m
Area della sezione	A =	3.21e-02	m ²

Note de des culées Pont sur le Dora - Relazione di calcolo Ponte sulla Dora

Momento d'inerzia	asse 1	$I_{11} =$	2.15e-03	m^4
	asse 2	$I_{22} =$	3.20e-04	m^4
	asse 3	$J =$	7.81e-06	m^4
Momento polare rispetto il centro di taglio	$I_p =$	2.47e-03	m^4	
Costante di ingobbamento		$I_{\omega} =$	2.60e-05	m^6
Raggio giratore	asse 1	$i_{11} =$	0.26	m
	asse 2	$i_{22} =$	0.10	m
Modulo di resistenza elastico	superiore	$W_{1\ sup,el} =$	7.16e-03	m^3
	inferiore	$W_{1\ inf,el} =$	7.16e-03	m^3
Modulo di resistenza elastico	destro	$W_{2\ dx,el} =$	1.60e-03	m^3
	sinistro	$W_{2\ sx,el} =$	1.60e-03	m^3
Modulo di resistenza plastico	asse 1	$W_{1,pl} =$	7.93e-03	m^3
	asse 2	$W_{2,pl} =$	2.43e-03	m^3
Area di taglio	asse 1	$A_{V1,pl} =$	2.40e-02	m^2
	asse 2	$A_{V2,pl} =$	9.72e-03	m^2

CARATTERISTICHE DELL'ASTA:

Lunghezza			6.15	m
Molt. per inflessione	asse 1	$\beta_1 =$	1.00	
	asse 2	$\beta_2 =$	2.00	
	asse 3	$\beta_3 =$	1.00	

Attributi per il calcolo di instabilità

	Diagramma	ψ	k_c	m_{LT}	C_m
Piano 1	Tipo 9	0.79	0.89	0.44	0.40
Piano 2	Tipo 2	0.03	0.76	0.61	0.61

CARATTERISTICHE DEL MATERIALE:

Tipo di acciaio		S355		
Lavorazione		Laminata		
Modulo di elasticità		$E =$	210.00	GPa
Tensione di snervamento	(t < 40mm)	$f_y =$	355.00	MPa
Tensione di rottura	(t < 40mm)	$f_u =$	510.00	MPa
Tensione di snervamento	(t > 40mm)	$f_y =$	335.00	MPa
Tensione di rottura	(t > 40mm)	$f_u =$	470.00	MPa
Coefficiente di sicurezza del materiale	$\gamma_{M0} =$	1.05		
Coefficiente di sicurezza all'instabilità	$\gamma_{M1} =$	1.10		

SOLLECITAZIONI:

Sforzo normale		$AF =$	4.02e02	kN
Sforzo di taglio	direzione 1	$V1 =$	3.18e00	kN
	direzione 2	$V2 =$	5.22e01	kN
Momento flettente	direzione 1	$M1 =$	1.18e01	kNm
	direzione 2	$M2 =$	3.21e02	kNm
Momento torcente		$MT =$	6.38e-02	kNm

VERIFICA DI RESISTENZA (N.T.C.2008 - § 4.2.4.1.2):

Classe della sezione per la sollecitazione considerata:		$Cl =$	Classe 1
Asse con inerzia maggiore		$y-y =$	1-1
Asse con inerzia minore		$z-z =$	2-2
Resistenza assiale		$N_{Rd} =$	10852.86 kN
Resistenza tagliante	asse y	$V_{pl,y,Rd} =$	1897.34 kN
riduzione per la torsione		coeff = 1.00	
		$V_{pl,y,T,Rd} =$	1896.38 kN
Resistenza tagliante	asse z	$V_{pl,z,Rd} =$	4684.79 kN
riduzione per la torsione		coeff = 1.00	

Note de des culées Pont sur le Dora - Relazione di calcolo Ponte sulla Dora

		$V_{pl,z,T,Rd} = 4682.43$	kN
Resistenza flessionale riduzione per il taglio	asse y	$M_{y,Rd} = 2682.28$	kNm
		coeff = 1.00	
		$M_{y,V,Rd} = 2682.28$	kNm
Resistenza flessionale riduzione per il taglio	asse z	$M_{z,Rd} = 821.70$	kNm
		coeff = 1.00	
		$M_{z,V,Rd} = 821.70$	kNm
Resistenza torsionale elastica		$T_{Rd} = 50.80$	kNm
Verifica di Resistenza plastica a Presso-Flessione			
$F_{R,PF}(N_{Ed}, M_{y,Ed}, M_{z,Ed}) \leq 1$		$F_{R,PF} = 0.15$ Verificato	
$\frac{ M_{y,Ed}/M_{Ny,Rd} + M_{z,Ed}/M_{Nz,Rd} }{\alpha} \leq 1$ $\alpha = 2.00, \beta = 1.00$		$F_{R-exp} = 0.03$	
Verifica di Resistenza plastica a Taglio			
$(V_{y,Ed}/V_{y,Rd}) + (V_{z,Ed}/V_{z,Rd}) \leq 1$		$F_{R-V} = 0.03$	Verificato
Verifica di Resistenza elastica a Torsione			
$(T_{Ed}/T_{Rd}) \leq 1$		$F_{R-T} = 1.26e-03$	Verificato
Verifica di Resistenza elastica delle tensioni tangenziali			
$\tau_{Ed} \cdot \sqrt{3} \cdot \gamma_{M0} / f_y \leq 1$		$F_{R-\tau} = 0.03$	Verificato

VERIFICA DI STABILITÀ (N.T.C.2008 - § 4.2.4.1.3):

Classe della sezione per la sollecitazione considerata:

$CI =$ Classe 1

Sforzo normale
Momento flettente

$N_{ED} = 4.02e02$ kN
 $M_{z,ED} = 1.18e01$ kNm
 $M_{y,ED} = 3.21e02$ kNm

Tabella dei carichi critici

Asse	Carico critico	Lunghezza libera	Snellezza adimensionale	Coefficiente riduttivo
	P_{cr} [kN]	l_0 [m]	λ^*	χ
y	29473.29	12.29	0.62	0.88
z	17571.31	6.15	0.81	0.72
θ	26777.86	6.15	0.65	0.81
min	17571.31		0.81	0.72
	M_{cr} [kNm]	l_0 [m]	λ^*_{LT}	χ_{LT}
fless.tors.	10314.62	6.15	0.52	0.92

Resistenza assiale	minimo	$N_{b,Rd} = 7.47e03$	kN
	asse y	$N_{b,y,Rd} = 9.13e03$	kN
	asse z	$N_{b,z,Rd} = 7.47e03$	kN
Resistenza flessionale	asse y	$M_{b,y,Rd} = 2.35e03$	kNm
	asse z	$M_{z,Rd} = 7.84e02$	kNm
Coefficiente di interazione		$k_{yy} = 0.61$	
		$k_{yz} = 0.24$	
		$k_{zy} = 1.00$	
		$k_{zz} = 0.40$	

Verifica di Instabilità a Compressione	$N_{Ed}/N_{b,Rd} \leq 1$	$F_{I-N} = 0.00$	(Verificato)
Verifica di Instabilità a Pressoflessione	$(N_{Ed}/N_{b,y,Rd}) + k_{yy}(M_{y,Ed}/M_{b,y,Rd}) + k_{yz}(M_{z,Ed}/M_{z,Rd}) \leq 1$	$F_{R-PF,y} = 0.09$	(Verificato)
	$(N_{Ed}/N_{b,z,Rd}) + k_{zy}(M_{y,Ed}/M_{b,y,Rd}) + k_{zz}(M_{z,Ed}/M_{z,Rd}) \leq 1$	$F_{R-PF,z} = 0.14$	(Verificato)

Note de des culées Pont sur le Dora - Relazione di calcolo Ponte sulla Dora

▪ **Verifica prop. 10**

PROP. 10 - BEAM n. 2 - SEZIONE IN X = 0.00

Grp.: Montanti Trave: 2 Prop.: 10 Sez.in: 0.00			
Cmb 92	M1 = -12.32	M2 = -327.98	
	N = 243.24	V1 = -3.14	
	V2 = -50.64	MT = -0.02	
Sezione a I			
D = 0.6000	B1 = 0.4000	T1 = 0.0300	T2 = 0.0300 T3 = 0.0150
B2 = 0.4000			
Area		= 3.21e-02	
I11		= 2.15e-03	
I22		= 3.20e-04	

VERIFICA DI RESISTENZA

Classe = Classe 1

FR-PF = 0.14

FR-V = 0.03

FR-T = 0.00

FR-τ = 0.03

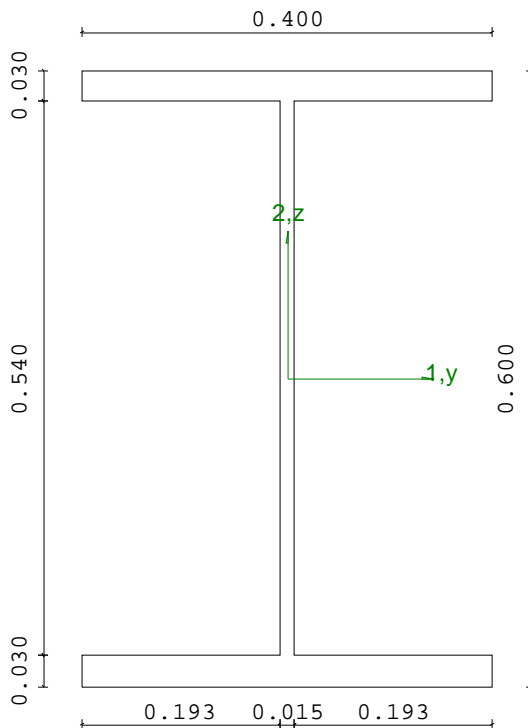
VERIFICA DI STABILITA'

Classe = Classe 1

FI-N = 0.00

F_{PF,y} = 0.09

F_{PF,z} = 0.15



PARAMETRI STATICI DELLA SEZIONE

Altezza totale	D =	0.60	m
Base inferiore	B1 =	0.40	m
Spessore flangia inferiore	T1 =	0.03	m
Spessore flangia superiore	T2 =	0.03	m
Spessore anima	T3 =	0.01	m
Base superiore	B2 =	0.40	m
Posizione del baricentro elastico	X _{1G,el} =	0.20	m
	X _{2G,el} =	0.30	m
Posizione del baricentro plastico	X _{1G,pl} =	0.20	m
	X _{2G,pl} =	0.30	m
Distanza baricentro - centro di taglio	X _{1CT-X1G} =	0.00	m
	X _{2CT-X2G} =	0.00	m
Area della sezione	A =	3.21e-02	m ²

Note de des culées Pont sur le Dora - Relazione di calcolo Ponte sulla Dora

Momento d'inerzia	asse 1	$I_{11} =$	2.15e-03	m^4
	asse 2	$I_{22} =$	3.20e-04	m^4
	asse 3	$J =$	7.81e-06	m^4
Momento polare rispetto il centro di taglio	$I_p =$	2.47e-03	m^4	
Costante di ingobbamento		$I_{\omega} =$	2.60e-05	m^6
Raggio giratore	asse 1	$i_{11} =$	0.26	m
	asse 2	$i_{22} =$	0.10	m
Modulo di resistenza elastico	superiore	$W_{1\ sup,el} =$	7.16e-03	m^3
	inferiore	$W_{1\ inf,el} =$	7.16e-03	m^3
Modulo di resistenza elastico	destro	$W_{2\ dx,el} =$	1.60e-03	m^3
	sinistro	$W_{2\ sx,el} =$	1.60e-03	m^3
Modulo di resistenza plastico	asse 1	$W_{1,pl} =$	7.93e-03	m^3
	asse 2	$W_{2,pl} =$	2.43e-03	m^3
Area di taglio	asse 1	$A_{V1,pl} =$	2.40e-02	m^2
	asse 2	$A_{V2,pl} =$	9.72e-03	m^2

CARATTERISTICHE DELL'ASTA:

Lunghezza			6.15	m
Molt. per inflessione	asse 1	$\beta_1 =$	1.00	
	asse 2	$\beta_2 =$	2.00	
	asse 3	$\beta_3 =$	1.00	

Attributi per il calcolo di instabilità

	Diagramma	ψ	k_c	m_{LT}	C_m
Piano 1	Tipo 9	0.78	0.90	0.44	0.40
Piano 2	Tipo 2	0.02	0.76	0.61	0.61

CARATTERISTICHE DEL MATERIALE:

Tipo di acciaio		S355		
Lavorazione		Laminata		
Modulo di elasticità		$E =$	210.00	GPa
Tensione di snervamento	(t < 40mm)	$f_y =$	355.00	MPa
Tensione di rottura	(t < 40mm)	$f_u =$	510.00	MPa
Tensione di snervamento	(t > 40mm)	$f_y =$	335.00	MPa
Tensione di rottura	(t > 40mm)	$f_u =$	470.00	MPa
Coefficiente di sicurezza del materiale	$\gamma_{M0} =$	1.05		
Coefficiente di sicurezza all'instabilità	$\gamma_{M1} =$	1.10		

SOLLECITAZIONI:

Sforzo normale		$AF =$	2.43e02	kN
Sforzo di taglio	direzione 1	$V1 =$	-3.14e00	kN
	direzione 2	$V2 =$	-5.06e01	kN
Momento flettente	direzione 1	$M1 =$	-1.23e01	kNm
	direzione 2	$M2 =$	-3.28e02	kNm
Momento torcente		$MT =$	-2.30e-02	kNm

VERIFICA DI RESISTENZA (N.T.C.2008 - § 4.2.4.1.2):

Classe della sezione per la sollecitazione considerata:		$Cl =$	Classe 1
Asse con inerzia maggiore		$y-y =$	1-1
Asse con inerzia minore		$z-z =$	2-2
Resistenza assiale		$N_{Rd} =$	10852.86 kN
Resistenza tagliante	asse y	$V_{pl,y,Rd} =$	1897.34 kN
riduzione per la torsione		coeff =	1.00
		$V_{pl,y,T,Rd} =$	1896.99 kN
Resistenza tagliante	asse z	$V_{pl,z,Rd} =$	4684.79 kN
riduzione per la torsione		coeff =	1.00

Note de des culées Pont sur le Dora - Relazione di calcolo Ponte sulla Dora

		$V_{pl,z,T,Rd} = 4683.94$	kN
Resistenza flessionale riduzione per il taglio	asse y	$M_{y,Rd} = 2682.28$ coeff = 1.00 $M_{y,V,Rd} = 2682.28$	kNm kNm
Resistenza flessionale riduzione per il taglio	asse z	$M_{z,Rd} = 821.70$ coeff = 1.00 $M_{z,V,Rd} = 821.70$	kNm kNm
Resistenza torsionale elastica		$T_{Rd} = 50.80$	kNm
Verifica di Resistenza plastica a Presso-Flessione			
$F_{R,PF}(N_{Ed}, M_{y,Ed}, M_{z,Ed}) \leq 1$		$F_{R,PF} = 0.14$ Verificato	
$\frac{ M_{y,Ed}/M_{Ny,Rd} + M_{z,Ed}/M_{Nz,Rd} }{\alpha} \leq \beta$ $\alpha = 2.00, \beta = 1.00$		$F_{R-exp} = 0.03$	
Verifica di Resistenza plastica a Taglio			
$(V_{y,Ed}/V_{y,Rd}) + (V_{z,Ed}/V_{z,Rd}) \leq 1$		$F_{R-V} = 0.03$	Verificato
Verifica di Resistenza elastica a Torsione			
$(T_{Ed}/T_{Rd}) \leq 1$		$F_{R-T} = 0.00$	Verificato
Verifica di Resistenza elastica delle tensioni tangenziali			
$\tau_{Ed} \cdot \sqrt{3} \cdot \gamma_{M0} / f_y \leq 1$		$F_{R-\tau} = 0.03$	Verificato

VERIFICA DI STABILITÀ (N.T.C.2008 - § 4.2.4.1.3):

Classe della sezione per la sollecitazione considerata:

$C1 =$ Classe 1

Sforzo normale
Momento flettente

$N_{ED} = 2.43e02$ kN
 $M_{z,ED} = -1.23e01$ kNm
 $M_{y,ED} = -3.28e02$ kNm

Tabella dei carichi critici

Asse	Carico critico	Lunghezza libera	Snellezza adimensionale	Coefficiente riduttivo
	P_{cr} [kN]	l_0 [m]	λ^*	χ
y	29473.29	12.29	0.62	0.88
z	17571.31	6.15	0.81	0.72
θ	26777.86	6.15	0.65	0.81
min	17571.31		0.81	0.72
	M_{cr} [kNm]	l_0 [m]	λ^*_{LT}	χ_{LT}
fless.tors.	10375.00	6.15	0.52	0.92

Resistenza assiale	minimo	$N_{b,Rd} = 7.47e03$	kN
	asse y	$N_{b,y,Rd} = 9.13e03$	kN
	asse z	$N_{b,z,Rd} = 7.47e03$	kN
Resistenza flessionale	asse y	$M_{b,y,Rd} = 2.35e03$	kNm
	asse z	$M_{z,Rd} = 7.84e02$	kNm
Coefficiente di interazione		$k_{yy} = 0.61$ $k_{yz} = 0.24$ $k_{zy} = 1.00$ $k_{zz} = 0.40$	

Verifica di Instabilità a Compressione	$N_{Ed}/N_{b,Rd} \leq 1$	$F_{I-N} = 0.00$	(Verificato)
Verifica di Instabilità a Pressoflessione	$(N_{Ed}/N_{b,y,Rd}) + k_{yy}(M_{y,Ed}/M_{b,y,Rd}) + k_{yz}(M_{z,Ed}/M_{z,Rd}) \leq 1$	$F_{R-PF,y} = 0.09$	(Verificato)
	$(N_{Ed}/N_{b,z,Rd}) + k_{zy}(M_{y,Ed}/M_{b,y,Rd}) + k_{zz}(M_{z,Ed}/M_{z,Rd}) \leq 1$	$F_{R-PF,z} = 0.15$	(Verificato)

Note de des culées Pont sur le Dora - Relazione di calcolo Ponte sulla Dora

▪ **Verifica prop. 11**

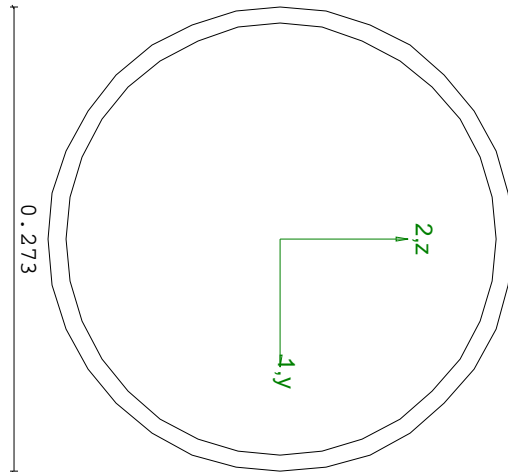
PROP. 11 - BEAM n. 1207 - SEZIONE IN X = 0.00

Grp.: Diagonali Trave: 1207 Prop.: 11 Sez.in: 0.00		
Cmb 15	M1 = 0.00	M2 = 0.00
	N = 1141.46	V1 = 0.00
	V2 = 0.00	MT = 0.00
Circolare cava		
D = 0.2730 T1 = 0.0100		
Area	= 8.26e-03	
I11	= 7.15e-05	
I22	= 7.15e-05	

VERIFICA DI RESISTENZA

Classe	= Tesa
FR-PF	= 0.41
FR-V	= 0.00
FR-T	= 0.00
FR-τ	= 0.00

0.010 0.253 0.010



VERIFICA DI STABILITA'

Classe	= Tesa
FI-N	= 0.00
F _{PF,y}	= 0.00
F _{PF,z}	= 0.00

PARAMETRI STATICI DELLA SEZIONE

Diametro	D	=	0.27	m
Spessore	T1	=	0.01	m
Posizione del baricentro elastico	X _{1G,el}	=	0.14	m
	X _{2G,el}	=	0.14	m
Posizione del baricentro plastico	X _{1G,pl}	=	0.14	m
	X _{2G,pl}	=	0.14	m
Distanza baricentro - centro di taglio	X _{1CT-X1G}	=	0.00	m
	X _{2CT-X2G}	=	0.00	m
Area della sezione	A	=	8.26e-03	m ²
Momento d'inerzia	asse 1	I ₁₁	= 7.15e-05	m ⁴
	asse 2	I ₂₂	= 7.15e-05	m ⁴
	asse 3	J	= 1.43e-04	m ⁴
Momento polare rispetto il centro di taglio	I _p	=	1.43e-04	m ⁴
Costante di ingobbamento	I _o	=	0.00	m ⁶

Note de des culées Pont sur le Dora - Relazione di calcolo Ponte sulla Dora

Raggio giratore	asse 1	$i_{11} =$	0.09	m
	asse 2	$i_{22} =$	0.09	m
Modulo di resistenza elastico	superiore	$W_{1\text{ sup,el}} =$	5.24e-04	m ³
	inferiore	$W_{1\text{ inf,el}} =$	5.24e-04	m ³
Modulo di resistenza elastico	destro	$W_{2\text{ dx,el}} =$	5.24e-04	m ³
	sinistro	$W_{2\text{ sx,el}} =$	5.24e-04	m ³
Modulo di resistenza plastico	asse 1	$W_{1,\text{pl}} =$	6.92e-04	m ³
	asse 2	$W_{2,\text{pl}} =$	6.92e-04	m ³
Area di taglio	asse 1	$A_{V1,\text{pl}} =$	5.26e-03	m ²
	asse 2	$A_{V2,\text{pl}} =$	5.26e-03	m ²

CARATTERISTICHE DELL'ASTA:

Lunghezza			3.51	m
Molt. per inflessione	asse 1	$\beta_1 =$	1.00	
	asse 2	$\beta_2 =$	1.00	
	asse 3	$\beta_3 =$	1.00	

Attributi per il calcolo di instabilità

	Diagramma	ψ	k_c	m_{LT}	C_m
Piano 1	Tipo 1	1.00	1.00	1.00	1.00
Piano 2	Tipo 1	1.00	1.00	1.00	1.00

CARATTERISTICHE DEL MATERIALE:

Tipo di acciaio		S355		
Lavorazione		Laminata		
Modulo di elasticità		$E =$	210.00	GPa
Tensione di snervamento	(t < 40mm)	$f_y =$	355.00	MPa
Tensione di rottura	(t < 40mm)	$f_u =$	510.00	MPa
Tensione di snervamento	(t > 40mm)	$f_y =$	335.00	MPa
Tensione di rottura	(t > 40mm)	$f_u =$	470.00	MPa
Coefficiente di sicurezza del materiale	$\gamma_{M0} =$	1.05		
Coefficiente di sicurezza all'instabilità	$\gamma_{M1} =$	1.10		

SOLLECITAZIONI:

Sforzo normale		$AF =$	1.14e03	kN
Sforzo di taglio	direzione 1	$V1 =$	0.00e00	kN
	direzione 2	$V2 =$	0.00e00	kN
Momento flettente	direzione 1	$M1 =$	0.00e00	kNm
	direzione 2	$M2 =$	0.00e00	kNm
Momento torcente		$MT =$	0.00e00	kNm

VERIFICA DI RESISTENZA (N.T.C.2008 - § 4.2.4.1.2):

Classe della sezione per la sollecitazione considerata:		$Cl =$	Tesa
Asse con inerzia maggiore		$y-y =$	2-2
Asse con inerzia minore		$z-z =$	1-1
Resistenza assiale		$N_{Rd} =$	2793.47 kN
Resistenza tagliante riduzione per la torsione	asse y	$V_{pl,y,Rd} =$	1026.75 kN
		coeff = 1.00 $V_{pl,y,TRd} =$	1026.75 kN
Resistenza tagliante riduzione per la torsione	asse z	$V_{pl,z,Rd} =$	1026.75 kN
		coeff = 1.00 $V_{pl,z,TRd} =$	1026.75 kN
Resistenza flessionale riduzione per il taglio	asse y	$M_{y,Rd} =$	187.41 kNm
		coeff = 1.00 $M_{y,V,Rd} =$	187.41 kNm

Note de des culées Pont sur le Dora - Relazione di calcolo Ponte sulla Dora

Resistenza flessionale riduzione per il taglio	asse z	$M_{z,Rd} = 187.41$ coeff = 1.00 $M_{z,V,Rd} = 187.41$	kNm kNm
Resistenza torsionale elastica		$T_{Rd} = 212.08$	kNm
Verifica di Resistenza plastica a Presso-Flessione			
$F_{R,PF}(N_{Ed}, M_{y,Ed}, M_{z,Ed}) \leq 1$ $ M_{y,Ed}/M_{Ny,Rd} ^{\alpha} + M_{z,Ed}/M_{Nz,Rd} ^{\beta} \leq 1$ $\alpha = 2.00, \beta = 2.00$		$F_{R,PF} = 0.41$ Verificato $F_{R-exp} = ---$	
Verifica di Resistenza plastica a Taglio			
$(V_{y,Ed}/V_{y,Rd}) + (V_{z,Ed}/V_{z,Rd}) \leq 1$		$F_{R-V} = 0.00$	Verificato
Verifica di Resistenza elastica a Torsione			
$(T_{Ed}/T_{Rd}) \leq 1$		$F_{R-T} = 0.00$	Verificato
Verifica di Resistenza elastica delle tensioni tangenziali			
$\tau_{Ed} \cdot \sqrt{(3) \cdot \gamma_{M0}} / f_y \leq 1$		$F_{R-\tau} = 0.00$	Verificato

VERIFICA DI STABILITÀ (N.T.C.2008 - § 4.2.4.1.3):

Classe della sezione per la sollecitazione considerata:

CI = Tesa

Sforzo normale	$N_{ED} = 1.14e03$ kN
Momento flettente	$M_{z,ED} = 0.00e00$ kNm $M_{y,ED} = 0.00e00$ kNm

Tabella dei carichi critici

Asse	Carico critico P _{cr} [kN]	Lunghezza libera l ₀ [m]	Snellezza adimensionale λ^*	Coefficiente riduttivo χ
y	12018.12	3.51	0.49	0.93
z	12018.12	3.51	0.49	0.93

Resistenza assiale	minimo	$N_{b,Rd} = 2.47e03$ kN
	asse y	$N_{b,y,Rd} = 2.47e03$ kN
	asse z	$N_{b,z,Rd} = 2.47e03$ kN

Resistenza flessionale	asse y	$M_{b,y,Rd} = 2.23e02$ kNm
	asse z	$M_{z,Rd} = 2.23e02$ kNm

Coefficiente di interazione	$k_{yy} = 1.00$
	$k_{yz} = 0.60$
	$k_{zy} = 0.60$
	$k_{zz} = 1.00$

Verifica di Instabilità a Compressione
 $N_{Ed}/N_{b,Rd} \leq 1$ $F_{I-N} = 0.00$ (Verificato)

Verifica di Instabilità a Pressoflessione
 $(N_{Ed}/N_{b,y,Rd}) + k_{yy}(M_{y,Ed}/M_{b,y,Rd}) + k_{yz}(M_{z,Ed}/M_{z,Rd}) \leq 1$ $F_{R-PF,y} = 0.00$ (Verificato)
 $(N_{Ed}/N_{b,z,Rd}) + k_{zy}(M_{y,Ed}/M_{b,y,Rd}) + k_{zz}(M_{z,Ed}/M_{z,Rd}) \leq 1$ $F_{R-PF,z} = 0.00$ (Verificato)

Note de des culées Pont sur le Dora - Relazione di calcolo Ponte sulla Dora

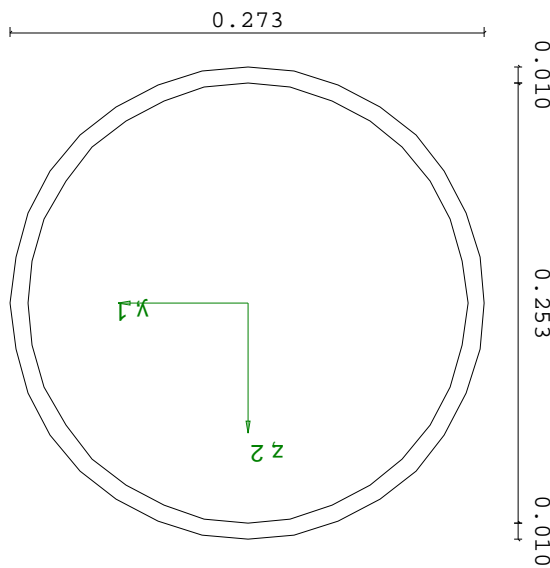
▪ **Verifica prop. 11**

PROP. 11 - BEAM n. 19 - SEZIONE IN X = 0.00

Grp.: Diagonali Trave: 19 Prop.: 11 Sez.in: 0.00		
Cmb 15	M1 = 0.00	M2 = 0.00
	N = -411.66	V1 = 0.00
	V2 = 0.00	MT = 0.00
Circolare cava		
D = 0.2730 T1 = 0.0100		
Area	= 8.26e-03	
I11	= 7.15e-05	
I22	= 7.15e-05	

VERIFICA DI RESISTENZA

Classe = Classe 1
 FR-PF = 0.15
 FR-V = 0.00
 FR-T = 0.00
 FR-τ = 0.00



VERIFICA DI STABILITA'

Classe = Classe 1
 FI-N = 0.19
 FPF,y = 0.19
 FPF,z = 0.19

PARAMETRI STATICI DELLA SEZIONE

Diametro	D =	0.27	m
Spessore	T1 =	0.01	m
Posizione del baricentro elastico	X1G,el =	0.14	m
	X2G,el =	0.14	m
Posizione del baricentro plastico	X1G,pl =	0.14	m
	X2G,pl =	0.14	m
Distanza baricentro - centro di taglio	X1CT-X1G =	0.00	m
	X2CT-X2G =	0.00	m
Area della sezione	A =	8.26e-03	m ²
Momento d'inerzia	asse 1	I11 = 7.15e-05	m ⁴
	asse 2	I22 = 7.15e-05	m ⁴
	asse 3	J = 1.43e-04	m ⁴
Momento polare rispetto il centro di taglio	I _p =	1.43e-04	m ⁴
Costante di ingobbamento	I _o =	0.00	m ⁶

Note de des culées Pont sur le Dora - Relazione di calcolo Ponte sulla Dora

Raggio giratore	asse 1	$i_{11} =$	0.09	m
	asse 2	$i_{22} =$	0.09	m
Modulo di resistenza elastico	superiore	$W_{1\text{ sup,el}} =$	5.24e-04	m ³
	inferiore	$W_{1\text{ inf,el}} =$	5.24e-04	m ³
Modulo di resistenza elastico	destro	$W_{2\text{ dx,el}} =$	5.24e-04	m ³
	sinistro	$W_{2\text{ sx,el}} =$	5.24e-04	m ³
Modulo di resistenza plastico	asse 1	$W_{1,\text{pl}} =$	6.92e-04	m ³
	asse 2	$W_{2,\text{pl}} =$	6.92e-04	m ³
Area di taglio	asse 1	$A_{V1,\text{pl}} =$	5.26e-03	m ²
	asse 2	$A_{V2,\text{pl}} =$	5.26e-03	m ²

CARATTERISTICHE DELL'ASTA:

Lunghezza			5.21	m
Molt. per inflessione	asse 1	$\beta_1 =$	1.00	
	asse 2	$\beta_2 =$	1.00	
	asse 3	$\beta_3 =$	1.00	

Attributi per il calcolo di instabilità

	Diagramma	ψ	k_c	m_{LT}	C_m
Piano 1	Tipo 1	1.00	1.00	1.00	1.00
Piano 2	Tipo 1	1.00	1.00	1.00	1.00

CARATTERISTICHE DEL MATERIALE:

Tipo di acciaio		S355		
Lavorazione		Laminata		
Modulo di elasticità		$E =$	210.00	GPa
Tensione di snervamento	(t < 40mm)	$f_y =$	355.00	MPa
Tensione di rottura	(t < 40mm)	$f_u =$	510.00	MPa
Tensione di snervamento	(t > 40mm)	$f_y =$	335.00	MPa
Tensione di rottura	(t > 40mm)	$f_u =$	470.00	MPa
Coefficiente di sicurezza del materiale	$\gamma_{M0} =$		1.05	
Coefficiente di sicurezza all'instabilità	$\gamma_{M1} =$		1.10	

SOLLECITAZIONI:

Sforzo normale		$AF =$	-4.12e02	kN
Sforzo di taglio	direzione 1	$V1 =$	0.00e00	kN
	direzione 2	$V2 =$	0.00e00	kN
Momento flettente	direzione 1	$M1 =$	0.00e00	kNm
	direzione 2	$M2 =$	0.00e00	kNm
Momento torcente		$MT =$	0.00e00	kNm

VERIFICA DI RESISTENZA (N.T.C.2008 - § 4.2.4.1.2):

Classe della sezione per la sollecitazione considerata:

$Cl =$ Classe 1

Asse con inerzia maggiore $y-y =$ 2-2
 Asse con inerzia minore $z-z =$ 1-1

Resistenza assiale $N_{Rd} =$ 2793.47 kN

Resistenza tagliante asse y $V_{pl,y,Rd} =$ 1026.75 kN
 riduzione per la torsione coeff = 1.00
 $V_{pl,y,T,Rd} =$ 1026.75 kN

Resistenza tagliante asse z $V_{pl,z,Rd} =$ 1026.75 kN
 riduzione per la torsione coeff = 1.00
 $V_{pl,z,T,Rd} =$ 1026.75 kN

Resistenza flessionale asse y $M_{y,Rd} =$ 227.73 kNm
 riduzione per il taglio coeff = 1.00
 $M_{y,V,Rd} =$ 227.73 kNm

Note de des culées Pont sur le Dora - Relazione di calcolo Ponte sulla Dora

Resistenza flessionale riduzione per il taglio	asse z	$M_{z,Rd} = 227.73$ coeff = 1.00 $M_{z,V,Rd} = 227.73$	kNm kNm
Resistenza torsionale elastica		$T_{Rd} = 212.08$	kNm
Verifica di Resistenza plastica a Presso-Flessione			
$F_{R,PF}(N_{Ed}, M_{y,Ed}, M_{z,Ed}) \leq 1$ $ M_{y,Ed}/M_{Ny,Rd} ^\alpha + M_{z,Ed}/M_{Nz,Rd} ^\beta \leq 1$ $\alpha = 2.00, \beta = 2.00$		$F_{R,PF} = 0.15$ Verificato $F_{R-exp} = ---$	
Verifica di Resistenza plastica a Taglio			
$(V_{y,Ed}/V_{y,Rd}) + (V_{z,Ed}/V_{z,Rd}) \leq 1$		$F_{R-V} = 0.00$	Verificato
Verifica di Resistenza elastica a Torsione			
$(T_{Ed}/T_{Rd}) \leq 1$		$F_{R-T} = 0.00$	Verificato
Verifica di Resistenza elastica delle tensioni tangenziali			
$\tau_{Ed} \sqrt{(3) \cdot \gamma_{M0}} / f_y \leq 1$		$F_{R-\tau} = 0.00$	Verificato

VERIFICA DI STABILITÀ (N.T.C.2008 - § 4.2.4.1.3):

Classe della sezione per la sollecitazione considerata:

CI = Classe 1

Sforzo normale	$N_{ED} = -4.12e02$ kN
Momento flettente	$M_{z,ED} = 0.00e00$ kNm $M_{y,ED} = 0.00e00$ kNm

Tabella dei carichi critici

Asse	Carico critico P _{cr} [kN]	Lunghezza libera l ₀ [m]	Snellezza adimensionale λ^*	Coefficiente riduttivo χ
y	5462.01	5.21	0.73	0.83
z	5462.01	5.21	0.73	0.83

Resistenza assiale	minimo	$N_{b,Rd} = 2.22e03$ kN
	asse y	$N_{b,y,Rd} = 2.22e03$ kN
	asse z	$N_{b,z,Rd} = 2.22e03$ kN

Resistenza flessionale	asse y	$M_{b,y,Rd} = 2.23e02$ kNm
	asse z	$M_{z,Rd} = 2.23e02$ kNm

Coefficiente di interazione	$k_{yy} = 1.10$
	$k_{yz} = 0.66$
	$k_{zy} = 0.66$
	$k_{zz} = 1.10$

Verifica di Instabilità a Compressione
 $N_{Ed}/N_{b,Rd} \leq 1$ $F_{I-N} = 0.19$ (Verificato)

Verifica di Instabilità a Pressoflessione
 $(N_{Ed}/N_{b,y,Rd}) + k_{yy}(M_{y,Ed}/M_{b,y,Rd}) + k_{yz}(M_{z,Ed}/M_{z,Rd}) \leq 1$ $F_{R-PF,y} = 0.19$ (Verificato)
 $(N_{Ed}/N_{b,z,Rd}) + k_{zy}(M_{y,Ed}/M_{b,y,Rd}) + k_{zz}(M_{z,Ed}/M_{z,Rd}) \leq 1$ $F_{R-PF,z} = 0.19$ (Verificato)

Note de des culées Pont sur le Dora - Relazione di calcolo Ponte sulla Dora

▪ **Verifica prop. 12**

PROP. 12 - BEAM n. 197 - SEZIONE IN X = 0.00

Grp.: Controventi piano Trave: 197 Prop.: 12 Sez.in: 0.00	
Cmb 93	M1 = 0.00 M2 = 0.00
	N = 185.26 V1 = 0.00
	V2 = 0.00 MT = 0.00
Sezione a L	
D = 0.1200 B = 0.1200 T1 = 0.0130 T2 = 0.0130	
Area = 1.48e-03	
I11 = 6.36e-06	
I22 = 1.64e-06	

VERIFICA DI RESISTENZA

Classe = Classe 3

σ_{VM} = 125.56

FR = 0.37

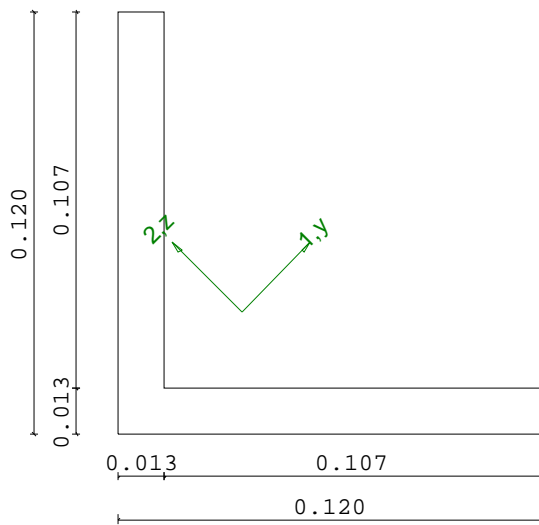
VERIFICA DI STABILITA'

Classe = Classe 3

Finst-N = 0.00

Finst-PF,y = 0.00

Finst-PF,z = 0.00



PARAMETRI STATICI DELLA SEZIONE

Altezza totale	D =	0.12	m
Base	B =	0.12	m
Spessore base	T1 =	0.01	m
Spessore anima	T2 =	0.01	m
Posizione del baricentro elastico	X _{1G,el} =	0.03	m
	X _{2G,el} =	0.03	m
Posizione del baricentro plastico	X _{1G,pl} =	0.03	m
	X _{2G,pl} =	0.03	m
Distanza baricentro - centro di taglio	X _{1CT-X1G} =	-0.03	m
	X _{2CT-X2G} =	-0.03	m
Area della sezione	A =	1.48e-03	m ²
Momento d'inertzia	asse 1	I ₁₁ =	6.36e-06 m ⁴
	asse 2	I ₂₂ =	1.64e-06 m ⁴
	asse 3	J =	1.66e-07 m ⁴
Momento polare rispetto il centro di taglio	I _p =	1.04e-05	m ⁴

Note de des culées Pont sur le Dora - Relazione di calcolo Ponte sulla Dora

Costante di ingobbamento		$I_{\omega} =$	1.78e-10	m ⁶
Raggio giratore	asse 1	$i_{11} =$	0.07	m
	asse 2	$i_{22} =$	0.03	m
Modulo di resistenza elastico	superiore	$W_{1\text{ sup,el}} =$	7.49e-05	m ³
	inferiore	$W_{1\text{ inf,el}} =$	7.49e-05	m ³
Modulo di resistenza elastico	destro	$W_{2\text{ dx,el}} =$	3.65e-05	m ³
	sinistro	$W_{2\text{ sx,el}} =$	3.33e-05	m ³
Modulo di resistenza plastico	asse 1	$W_{1,\text{pl}} =$	1.19e-04	m ³
	asse 2	$W_{2,\text{pl}} =$	5.99e-05	m ³
Area di taglio	asse 1	$A_{V1,\text{pl}} =$	1.56e-03	m ²
	asse 2	$A_{V2,\text{pl}} =$	1.56e-03	m ²

CARATTERISTICHE DELL'ASTA:

Lunghezza			4.92	m
Molt. per inflessione	asse 1	$\beta_1 =$	1.00	
	asse 2	$\beta_2 =$	1.00	
	asse 3	$\beta_3 =$	1.00	

Attributi per il calcolo di instabilità

	Diagramma	ψ	k_c	m_{LT}	C_m
Piano 1	Tipo 1	1.00	1.00	1.00	1.00
Piano 2	Tipo 1	1.00	1.00	1.00	1.00

CARATTERISTICHE DEL MATERIALE:

Tipo di acciaio		S355		
Lavorazione		Laminata		
Modulo di elasticità		$E =$	210.00	GPa
Tensione di snervamento	(t < 40mm)	$f_y =$	355.00	MPa
Tensione di rottura	(t < 40mm)	$f_u =$	510.00	MPa
Tensione di snervamento	(t > 40mm)	$f_y =$	335.00	MPa
Tensione di rottura	(t > 40mm)	$f_u =$	470.00	MPa
Coefficiente di sicurezza del materiale	$\gamma_{M0} =$		1.05	
Coefficiente di sicurezza all'instabilità	$\gamma_{M1} =$		1.10	

SOLLECITAZIONI:

Sforzo normale		$AF =$	1.85e02	kN
Sforzo di taglio	direzione 1	$V1 =$	0.00e00	kN
	direzione 2	$V2 =$	0.00e00	kN
Momento flettente	direzione 1	$M1 =$	0.00e00	kNm
	direzione 2	$M2 =$	0.00e00	kNm
Momento torcente		$MT =$	0.00e00	kNm

VERIFICA DI RESISTENZA (N.T.C.2008 - § 4.2.4.1.2):

Classe della sezione per la sollecitazione considerata:		$CI =$	Classe 3	
Punto maggiormente sollecitato		$y =$	0.00	m
		$z =$	0.00	m
Tensione da pressoflessione		$\sigma_{pf} =$	125.56	MPa
Tensione tangenziale massima		$\tau_{max} =$	0.00	MPa
Tensione ideale	$\sigma_{VM} = \sqrt{(\sigma_{pf}^2 + 3\tau_{max}^2)}$	$\sigma_{VM} =$	125.56	MPa
	σ_{VM}/f_d	$F_R =$	0.37	Verificato

Note de des culées Pont sur le Dora - Relazione di calcolo Ponte sulla Dora

▪ **Verifica prop. 14**

PROP. 14 - BEAM n. 646 - SEZIONE IN X = 0.50

Grp.: Traverso Trave: 646 Prop.: 14 Sez.in: 0.50		
Cmb 93	M1 = 355.06	M2 = 27.62
	N = 2418.49	V1 = 798.06
	V2 = 88.38	MT = 8.39
Sezione a I		
D = 0.8000	B1 = 0.3000	T1 = 0.0400 T2 = 0.0400 T3 = 0.0300
B2 = 0.3000		
Area	= 4.56e-02	
I11	= 4.40e-03	
I22	= 1.82e-04	

VERIFICA DI RESISTENZA

Classe = Classe 1

FR-PF = 0.61

FR-V = 0.19

FR-T = 0.09

FR-τ = 0.35

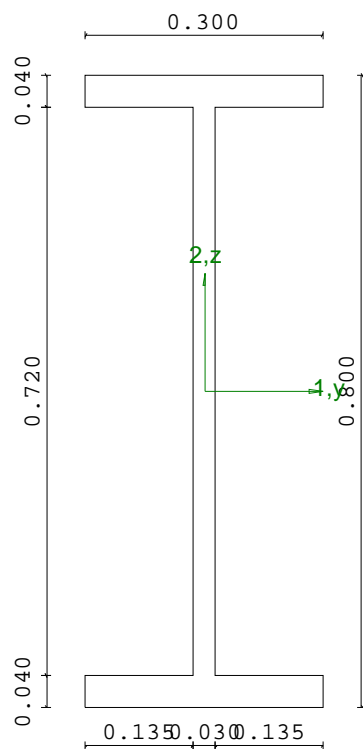
VERIFICA DI STABILITA'

Classe = Classe 1

FI-N = 0.00

F_{PF,y} = 0.21

F_{PF,z} = 0.34



PARAMETRI STATICI DELLA SEZIONE

Altezza totale	D =	0.80	m
Base inferiore	B1 =	0.30	m
Spessore flangia inferiore	T1 =	0.04	m
Spessore flangia superiore	T2 =	0.04	m
Spessore anima	T3 =	0.03	m
Base superiore	B2 =	0.30	m
Posizione del baricentro elastico	X _{1G,el} =	0.15	m
	X _{2G,el} =	0.40	m
Posizione del baricentro plastico	X _{1G,pl} =	0.15	m
	X _{2G,pl} =	0.40	m
Distanza baricentro - centro di taglio	X _{1CT-X1G} =	0.00	m
	X _{2CT-X2G} =	0.00	m

Note de des culées Pont sur le Dora - Relazione di calcolo Ponte sulla Dora

Area della sezione		A =	4.56e-02	m ²
Momento d'inerzia	asse 1	I ₁₁ =	4.40e-03	m ⁴
	asse 2	I ₂₂ =	1.82e-04	m ⁴
	asse 3	J =	1.93e-05	m ⁴
Momento polare rispetto il centro di taglio	I _p =	4.58e-03	m ⁴	
Costante di ingobbamento		I _ω =	2.60e-05	m ⁶
Raggio giratore	asse 1	i ₁₁ =	0.31	m
	asse 2	i ₂₂ =	0.06	m
Modulo di resistenza elastico	superiore	W _{1 sup,el} =	1.10e-02	m ³
	inferiore	W _{1 inf,el} =	1.10e-02	m ³
Modulo di resistenza elastico	destro	W _{2 dx,el} =	1.21e-03	m ³
	sinistro	W _{2 sx,el} =	1.21e-03	m ³
Modulo di resistenza plastico	asse 1	W _{1,pl} =	0.01	m ³
	asse 2	W _{2,pl} =	1.96e-03	m ³
Area di taglio	asse 1	A _{V1,pl} =	2.40e-02	m ²
	asse 2	A _{V2,pl} =	2.59e-02	m ²

CARATTERISTICHE DELL'ASTA:

Lunghezza			0.50	m
Molt. per inflessione	asse 1	β ₁ =	1.00	
	asse 2	β ₂ =	22.00	
	asse 3	β ₃ =	1.00	

Attributi per il calcolo di instabilità

	Diagramma	ψ	k _c	m _{LT}	C _m
Piano 1	Tipo 2	-0.05	0.74	0.58	0.58
Piano 2	Tipo 2	0.33	0.82	0.73	0.73

CARATTERISTICHE DEL MATERIALE:

Tipo di acciaio		S355		
Lavorazione		Laminata		
Modulo di elasticità		E =	210.00	GPa
Tensione di snervamento	(t < 40mm)	f _y =	355.00	MPa
Tensione di rottura	(t < 40mm)	f _u =	510.00	MPa
Tensione di snervamento	(t > 40mm)	f _y =	335.00	MPa
Tensione di rottura	(t > 40mm)	f _u =	470.00	MPa
Coefficiente di sicurezza del materiale	γ _{M0} =		1.05	
Coefficiente di sicurezza all'instabilità	γ _{M1} =		1.10	

SOLLECITAZIONI:

Sforzo normale		AF =	2.42e03	kN
Sforzo di taglio	direzione 1	V1 =	7.98e02	kN
	direzione 2	V2 =	8.84e01	kN
	direzione 1	M1 =	3.55e02	kNm
Momento flettente	direzione 2	M2 =	2.76e01	kNm
		MT =	8.39e00	kNm

VERIFICA DI RESISTENZA (N.T.C.2008 - § 4.2.4.1.2):

Classe della sezione per la sollecitazione considerata:		CI =	Classe 1
Asse con inerzia maggiore		y-y =	1-1
Asse con inerzia minore		z-z =	2-2
Resistenza assiale		N _{Rd} =	15417.14 kN
Resistenza tagliante riduzione per la torsione	asse y	V _{pl,y,Rd} =	5059.57 kN
		coeff =	0.96
		V _{pl,y,T,Rd} =	4875.74 kN
Resistenza tagliante	asse z	V _{pl,z,Rd} =	4684.79 kN

Note de des culées Pont sur le Dora - Relazione di calcolo Ponte sulla Dora

riduzione per la torsione		coeff = 0.96	
		$V_{pl,z,T,Rd} = 4514.57$	kN
Resistenza flessionale	asse y	$M_{y,Rd} = 4397.94$	kNm
riduzione per il taglio		coeff = 1.00	
		$M_{y,V,Rd} = 4397.94$	kNm
Resistenza flessionale	asse z	$M_{z,Rd} = 663.34$	kNm
riduzione per il taglio		coeff = 1.00	
		$M_{z,V,Rd} = 663.34$	kNm
Resistenza torsionale elastica		$T_{Rd} = 94.09$	kNm
Verifica di Resistenza plastica a Presso-Flessione			
$F_{R,PF}(N_{Ed}, M_{y,Ed}, M_{z,Ed}) \leq 1$		$F_{R,PF} = 0.61$ Verificato	
$ M_{y,Ed}/M_{Ny,Rd} ^{\alpha} + M_{z,Ed}/M_{Nz,Rd} ^{\beta} \leq 1$		$F_{R-exp} = 0.54$	
$\alpha = 2.00, \beta = 1.00$			
Verifica di Resistenza plastica a Taglio			
$(V_{y,Ed}/V_{y,Rd}) + (V_{z,Ed}/V_{z,Rd}) \leq 1$		$F_{R-V} = 0.19$	Verificato
Verifica di Resistenza elastica a Torsione			
$(T_{Ed}/T_{Rd}) \leq 1$		$F_{R-T} = 0.09$	Verificato
Verifica di Resistenza elastica delle tensioni tangenziali			
$\tau_{Ed} \cdot \sqrt{(3) \cdot \gamma_{M0}} / f_y \leq 1$		$F_{R-\tau} = 0.35$	Verificato

VERIFICA DI STABILITÀ (N.T.C.2008 - § 4.2.4.1.3):

Classe della sezione per la sollecitazione considerata:

CI = Classe 1

Sforzo normale
Momento flettente

$N_{ED} = 2.42e03$ kN
 $M_{z,ED} = 3.55e02$ kNm
 $M_{y,ED} = 8.36e01$ kNm

Tabella dei carichi critici

Asse	Carico critico P_{cr} [kN]	Lunghezza libera l_0 [m]	Snellezza adimensionale λ^*	Coefficiente riduttivo χ
y	76090.94	10.95	0.46	0.90
z	1.52e06	0.50	0.10	1.00
θ	2.18e06	0.50	0.09	1.00
min	76090.94		0.46	0.90
	M_{cr} [kNm]	l_0 [m]	λ_{LT}^*	χ_{LT}
fless.tors.	8.28e05	0.50	0.20	1.00

Resistenza assiale	minimo	$N_{b,Rd} = 1.33e04$	kN
	asse y	$N_{b,y,Rd} = 1.33e04$	kN
	asse z	$N_{b,z,Rd} = 1.47e04$	kN

Resistenza flessionale	asse y	$M_{b,y,Rd} = 4.20e03$	kNm
	asse z	$M_{z,Rd} = 6.33e02$	kNm

Coefficiente di interazione

$k_{yy} = 0.73$
 $k_{yz} = 0.35$
 $k_{zy} = 0.70$
 $k_{zz} = 0.58$

Verifica di Instabilità a Compressione
 $N_{Ed}/N_{b,Rd} \leq 1$ $F_{I-N} = 0.00$ (Verificato)

Verifica di Instabilità a Pressoflessione
 $(N_{Ed}/N_{b,y,Rd}) + k_{yy}(M_{y,Ed}/M_{b,y,Rd}) + k_{yz}(M_{z,Ed}/M_{z,Rd}) \leq 1$ $F_{R-PF,y} = 0.21$ (Verificato)
 $(N_{Ed}/N_{b,z,Rd}) + k_{zy}(M_{y,Ed}/M_{b,y,Rd}) + k_{zz}(M_{z,Ed}/M_{z,Rd}) \leq 1$ $F_{R-PF,z} = 0.34$ (Verificato)

Note de des culées Pont sur le Dora - Relazione di calcolo Ponte sulla Dora

▪ **Verifica prop. 14**

PROP. 14 - BEAM n. 646 - SEZIONE IN X = 0.00

Grp.: Traverso Trave: 646 Prop.: 14 Sez.in: 0.00			
Cmb 93	M1 = -18.35	M2 = 83.57	
	N = 2418.49	V1 = 798.06	
	V2 = 90.13	MT = 8.39	
Sezione a I			
D = 0.8000	B1 = 0.3000	T1 = 0.0400	T2 = 0.0400 T3 = 0.0300
B2 = 0.3000			
Area		= 4.56e-02	
I11		= 4.40e-03	
I22		= 1.82e-04	

VERIFICA DI RESISTENZA

Classe = Classe 1

FR-PF = 0.19

FR-V = 0.20

FR-T = 0.09

FR-τ = 0.35

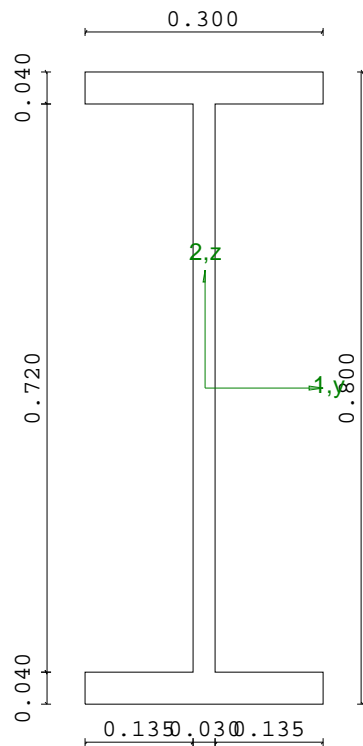
VERIFICA DI STABILITA'

Classe = Classe 1

FI-N = 0.00

F_{PF,y} = 0.21

F_{PF,z} = 0.34



PARAMETRI STATICI DELLA SEZIONE

Altezza totale	D =	0.80	m
Base inferiore	B1 =	0.30	m
Spessore flangia inferiore	T1 =	0.04	m
Spessore flangia superiore	T2 =	0.04	m
Spessore anima	T3 =	0.03	m
Base superiore	B2 =	0.30	m
Posizione del baricentro elastico	X _{1G,el} =	0.15	m
	X _{2G,el} =	0.40	m
Posizione del baricentro plastico	X _{1G,pl} =	0.15	m
	X _{2G,pl} =	0.40	m
Distanza baricentro - centro di taglio	X _{1CT-X1G} =	0.00	m
	X _{2CT-X2G} =	0.00	m
Area della sezione	A =	4.56e-02	m ²

Note de des culées Pont sur le Dora - Relazione di calcolo Ponte sulla Dora

Momento d'inerzia	asse 1	$I_{11} =$	4.40e-03	m^4
	asse 2	$I_{22} =$	1.82e-04	m^4
	asse 3	$J =$	1.93e-05	m^4
Momento polare rispetto il centro di taglio	$I_p =$	4.58e-03	m^4	
Costante di ingobbamento		$I_{\omega} =$	2.60e-05	m^6
Raggio giratore	asse 1	$i_{11} =$	0.31	m
	asse 2	$i_{22} =$	0.06	m
Modulo di resistenza elastico	superiore	$W_{1\ sup,el} =$	1.10e-02	m^3
	inferiore	$W_{1\ inf,el} =$	1.10e-02	m^3
Modulo di resistenza elastico	destro	$W_{2\ dx,el} =$	1.21e-03	m^3
	sinistro	$W_{2\ sx,el} =$	1.21e-03	m^3
Modulo di resistenza plastico	asse 1	$W_{1,pl} =$	0.01	m^3
	asse 2	$W_{2,pl} =$	1.96e-03	m^3
Area di taglio	asse 1	$A_{V1,pl} =$	2.40e-02	m^2
	asse 2	$A_{V2,pl} =$	2.59e-02	m^2

CARATTERISTICHE DELL'ASTA:

Lunghezza			0.50	m
Molt. per inflessione	asse 1	$\beta_1 =$	1.00	
	asse 2	$\beta_2 =$	22.00	
	asse 3	$\beta_3 =$	1.00	

Attributi per il calcolo di instabilità

	Diagramma	ψ	k_c	m_{LT}	C_m
Piano 1	Tipo 2	-0.05	0.74	0.58	0.58
Piano 2	Tipo 2	0.33	0.82	0.73	0.73

CARATTERISTICHE DEL MATERIALE:

Tipo di acciaio		S355		
Lavorazione		Laminata		
Modulo di elasticità		$E =$	210.00	GPa
Tensione di snervamento	(t < 40mm)	$f_y =$	355.00	MPa
Tensione di rottura	(t < 40mm)	$f_u =$	510.00	MPa
Tensione di snervamento	(t > 40mm)	$f_y =$	335.00	MPa
Tensione di rottura	(t > 40mm)	$f_u =$	470.00	MPa
Coefficiente di sicurezza del materiale	$\gamma_{M0} =$	1.05		
Coefficiente di sicurezza all'instabilità	$\gamma_{M1} =$	1.10		

SOLLECITAZIONI:

Sforzo normale		$AF =$	2.42e03	kN
Sforzo di taglio	direzione 1	$V1 =$	7.98e02	kN
	direzione 2	$V2 =$	9.01e01	kN
Momento flettente	direzione 1	$M1 =$	-1.83e01	kNm
	direzione 2	$M2 =$	8.36e01	kNm
Momento torcente		$MT =$	8.39e00	kNm

VERIFICA DI RESISTENZA (N.T.C.2008 - § 4.2.4.1.2):

Classe della sezione per la sollecitazione considerata:		$Cl =$	Classe 1
Asse con inerzia maggiore		$y-y =$	1-1
Asse con inerzia minore		$z-z =$	2-2
Resistenza assiale		$N_{Rd} =$	15417.14 kN
Resistenza tagliante	asse y	$V_{pl,y,Rd} =$	5059.57 kN
riduzione per la torsione		coeff =	0.96
		$V_{pl,y,T,Rd} =$	4875.74 kN
Resistenza tagliante	asse z	$V_{pl,z,Rd} =$	4684.79 kN
riduzione per la torsione		coeff =	0.96

Note de des culées Pont sur le Dora - Relazione di calcolo Ponte sulla Dora

		$V_{pl,z,T,Rd} = 4514.57$	kN
Resistenza flessionale riduzione per il taglio	asse y	$M_{y,Rd} = 4397.94$	kNm
		coeff = 1.00	
		$M_{y,V,Rd} = 4397.94$	kNm
Resistenza flessionale riduzione per il taglio	asse z	$M_{z,Rd} = 663.34$	kNm
		coeff = 1.00	
		$M_{z,V,Rd} = 663.34$	kNm
Resistenza torsionale elastica		$T_{Rd} = 94.09$	kNm
Verifica di Resistenza plastica a Presso-Flessione			
$F_{R,PF}(N_{Ed}, M_{y,Ed}, M_{z,Ed}) \leq 1$		$F_{R,PF} = 0.19$ Verificato	
$\alpha \frac{ M_{y,Ed}/M_{Ny,Rd} }{\alpha} + \beta \frac{ M_{z,Ed}/M_{Nz,Rd} }{\beta} \leq 1$		$F_{R-exp} = 0.03$	
$\alpha = 2.00, \beta = 1.00$			
Verifica di Resistenza plastica a Taglio			
$(V_{y,Ed}/V_{y,Rd}) + (V_{z,Ed}/V_{z,Rd}) \leq 1$		$F_{R-V} = 0.20$	Verificato
Verifica di Resistenza elastica a Torsione			
$(T_{Ed}/T_{Rd}) \leq 1$		$F_{R-T} = 0.09$	Verificato
Verifica di Resistenza elastica delle tensioni tangenziali			
$\tau_{Ed} \cdot \sqrt{(3) \cdot \gamma_{M0}} / f_y \leq 1$		$F_{R-\tau} = 0.35$	Verificato

VERIFICA DI STABILITÀ (N.T.C.2008 - § 4.2.4.1.3):

Classe della sezione per la sollecitazione considerata:

$C1 =$ Classe 1

Sforzo normale
Momento flettente

$N_{ED} = 2.42e03$ kN
 $M_{z,ED} = 3.55e02$ kNm
 $M_{y,ED} = 8.36e01$ kNm

Tabella dei carichi critici

Asse	Carico critico P_{cr} [kN]	Lunghezza libera l_0 [m]	Snellezza adimensionale λ^*	Coefficiente riduttivo χ
y	76090.94	10.95	0.46	0.90
z	1.52e06	0.50	0.10	1.00
θ	2.18e06	0.50	0.09	1.00
min	76090.94		0.46	0.90
	M_{cr} [kNm]	l_0 [m]	λ^*_{LT}	χ_{LT}
fless.tors.	8.28e05	0.50	0.20	1.00

Resistenza assiale

minimo		$N_{b,Rd} = 1.33e04$	kN
asse y		$N_{b,y,Rd} = 1.33e04$	kN
asse z		$N_{b,z,Rd} = 1.47e04$	kN

Resistenza flessionale

asse y		$M_{b,y,Rd} = 4.20e03$	kNm
asse z		$M_{z,Rd} = 6.33e02$	kNm

Coefficiente di interazione

$k_{yy} =$		0.73	
$k_{yz} =$		0.35	
$k_{zy} =$		0.70	
$k_{zz} =$		0.58	

Verifica di Instabilità a Compressione
 $N_{Ed}/N_{b,Rd} \leq 1$ $F_{I-N} = 0.00$ (Verificato)

Verifica di Instabilità a Pressoflessione

$(N_{Ed}/N_{b,y,Rd}) + k_{yy}(M_{y,Ed}/M_{b,y,Rd}) + k_{yz}(M_{z,Ed}/M_{z,Rd}) \leq 1$		$F_{R-PF,y} = 0.21$	(Verificato)
$(N_{Ed}/N_{b,z,Rd}) + k_{zy}(M_{y,Ed}/M_{b,y,Rd}) + k_{zz}(M_{z,Ed}/M_{z,Rd}) \leq 1$		$F_{R-PF,z} = 0.34$	(Verificato)

Note de des culées Pont sur le Dora - Relazione di calcolo Ponte sulla Dora

▪ **Verifica prop. 17**

PROP. 17 - BEAM n. 42 - SEZIONE IN X = 3.71

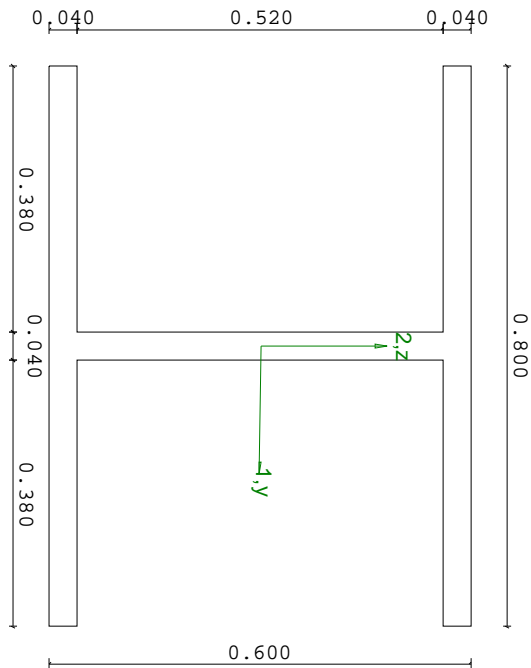
Grp.: Arco Trave: 42 Prop.: 17 Sez.in: 3.71		
Cmb 14	M1 = -718.72	M2 = 29.05
	N = -14008.19	V1 = -273.12
	V2 = 5.45	MT = -0.28
Sezione a I		
D = 0.6000	B1 = 0.8000	T1 = 0.0400 T2 = 0.0400 T3 = 0.0400
B2 = 0.8000		
Area	= 8.48e-02	
I11	= 5.49e-03	
I22	= 3.42e-03	

VERIFICA DI RESISTENZA

Classe = Classe 3

σ_{VM} = 250.93

F_R = 0.74



VERIFICA DI STABILITA'

Classe = Classe 3

F_{inst-N} = 0.61

$F_{inst-PF,y}$ = 0.68

$F_{inst-PF,z}$ = 0.78

PARAMETRI STATICI DELLA SEZIONE

Altezza totale	D =	0.60	m
Base inferiore	B1 =	0.80	m
Spessore flangia inferiore	T1 =	0.04	m
Spessore flangia superiore	T2 =	0.04	m
Spessore anima	T3 =	0.04	m
Base superiore	B2 =	0.80	m
Posizione del baricentro elastico	$X_{1G,el}$ =	0.40	m
	$X_{2G,el}$ =	0.30	m
Posizione del baricentro plastico	$X_{1G,pl}$ =	0.40	m
	$X_{2G,pl}$ =	0.30	m
Distanza baricentro - centro di taglio	$X_{1CT-X1G}$ =	0.00	m
	$X_{2CT-X2G}$ =	0.00	m
Area della sezione	A =	8.48e-02	m ²

Note de des culées Pont sur le Dora - Relazione di calcolo Ponte sulla Dora

Momento d'inerzia	asse 1	$I_{11} =$	5.49e-03	m^4
	asse 2	$I_{22} =$	3.42e-03	m^4
	asse 3	$J =$	4.52e-05	m^4
Momento polare rispetto il centro di taglio	$I_p =$	8.91e-03	m^4	
Costante di ingobbamento		$I_{\omega} =$	2.68e-04	m^6
Raggio giratore	asse 1	$i_{11} =$	0.25	m
	asse 2	$i_{22} =$	0.20	m
Modulo di resistenza elastico	superiore	$W_{1\ sup,el} =$	1.83e-02	m^3
	inferiore	$W_{1\ inf,el} =$	1.83e-02	m^3
Modulo di resistenza elastico	destro	$W_{2\ dx,el} =$	8.54e-03	m^3
	sinistro	$W_{2\ sx,el} =$	8.54e-03	m^3
Modulo di resistenza plastico	asse 1	$W_{1,pl} =$	0.02	m^3
	asse 2	$W_{2,pl} =$	0.01	m^3
Area di taglio	asse 1	$A_{V1,pl} =$	6.40e-02	m^2
	asse 2	$A_{V2,pl} =$	2.50e-02	m^2

CARATTERISTICHE DELL'ASTA:

Lunghezza			3.71	m
Molt. per inflessione	asse 1	$\beta_1 =$	1.51	
	asse 2	$\beta_2 =$	2.43	
	asse 3	$\beta_3 =$	2.80	

Attributi per il calcolo di instabilità

	Diagramma	ψ	k_c	m_{LT}	C_m
Piano 1	Tipo 2	-0.49	0.67	0.44	0.40
Piano 2	Tipo 2	0.26	0.80	0.70	0.70

CARATTERISTICHE DEL MATERIALE:

Tipo di acciaio		S355		
Lavorazione		Laminata		
Modulo di elasticità		$E =$	210.00	GPa
Tensione di snervamento	(t < 40mm)	$f_y =$	355.00	MPa
Tensione di rottura	(t < 40mm)	$f_u =$	510.00	MPa
Tensione di snervamento	(t > 40mm)	$f_y =$	335.00	MPa
Tensione di rottura	(t > 40mm)	$f_u =$	470.00	MPa
Coefficiente di sicurezza del materiale	$\gamma_{M0} =$		1.05	
Coefficiente di sicurezza all'instabilità	$\gamma_{M1} =$		1.10	

SOLLECITAZIONI:

Sforzo normale		$AF =$	-1.40e04	kN
Sforzo di taglio	direzione 1	$V1 =$	-2.73e02	kN
	direzione 2	$V2 =$	5.45e00	kN
Momento flettente	direzione 1	$M1 =$	-7.19e02	kNm
	direzione 2	$M2 =$	2.90e01	kNm
Momento torcente		$MT =$	-2.83e-01	kNm

VERIFICA DI RESISTENZA (N.T.C.2008 - § 4.2.4.1.2):

Classe della sezione per la sollecitazione considerata:		$CI =$	Classe 3
Punto maggiormente sollecitato		$y =$	0.00 m
		$z =$	0.00 m
Tensione da pressoflessione		$\sigma_{pf} =$	-250.93 MPa
Tensione tangenziale massima		$\tau_{max} =$	6.74 MPa
Tensione ideale	$\sigma_{VM} = \sqrt{(\sigma_{pf}^2 + 3\tau_{max}^2)}$	$\sigma_{VM} =$	250.93 MPa
	σ_{VM}/f_d	$F_R =$	0.74 Verificato

Note de des culées Pont sur le Dora - Relazione di calcolo Ponte sulla Dora

VERIFICA DI STABILITÀ (N.T.C.2008 - § 4.2.4.1.3):

Classe della sezione per la sollecitazione considerata:

CI = Classe 3

Sforzo normale

$N_{ED} = -1.40e04$ kN

Momento flettente

$M_{z,ED} = -7.19e02$ kNm

$M_{y,ED} = 2.90e01$ kNm

Tabella dei carichi critici

Asse	Carico critico P_{cr} [kN]	Lunghezza libera l_0 [m]	Snellezza adimensionale λ^*	Coefficiente riduttivo χ
y	1.41e05	9.00	0.46	0.90
z	2.26e05	5.60	0.37	0.92
θ	83662.05	10.40	0.60	0.79
min	83662.05		0.60	0.84
	M_{cr} [kNm]	l_0 [m]	λ^*_{LT}	χ_{LT}
fless.tors.	36020.28	10.40	0.42	0.95

Resistenza assiale

minimo

$N_{b,Rd} = 2.29e04$ kN

asse y

$N_{b,y,Rd} = 2.46e04$ kN

asse z

$N_{b,z,Rd} = 2.51e04$ kN

Resistenza flessionale

asse y

$M_{b,y,Rd} = 5.59e03$ kNm

asse z

$M_{z,Rd} = 2.76e03$ kNm

Coefficiente di interazione

$k_{yy} = 0.81$

$k_{yz} = 0.81$

$k_{zy} = 0.98$

$k_{zz} = 0.45$

Verifica di Instabilità a Compressione

$$N_{Ed}/N_{b,Rd} \leq 1$$

$F_{I,N} = 0.61$

(Verificato)

Verifica di Instabilità a Pressoflessione

$$(N_{Ed}/N_{b,y,Rd}) + k_{yy}(M_{y,Ed}/M_{b,y,Rd}) + k_{yz}(M_{z,Ed}/M_{z,Rd}) \leq 1$$

$F_{R-PF,y} = 0.78$

(Verificato)

$$(N_{Ed}/N_{b,z,Rd}) + k_{zy}(M_{y,Ed}/M_{b,y,Rd}) + k_{zz}(M_{z,Ed}/M_{z,Rd}) \leq 1$$

$F_{R-PF,z} = 0.68$

(Verificato)

Note de des culées Pont sur le Dora - Relazione di calcolo Ponte sulla Dora

▪ **Verifica prop. 17**

PROP. 17 - BEAM n. 35 - SEZIONE IN X = 3.30

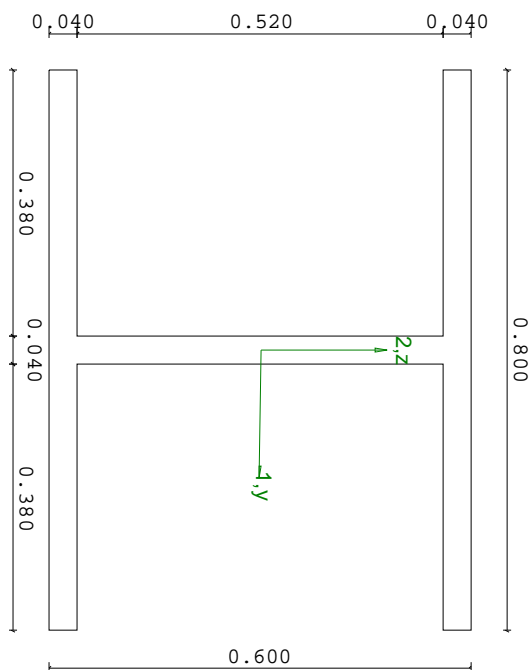
Grp.: Arco Trave: 35 Prop.: 17 Sez.in: 3.30		
Cmb 16	M1 = -393.69	M2 = -27.47
	N = -14888.60	V1 = -107.55
	V2 = -0.58	MT = 0.39
Sezione a I		
D = 0.6000	B1 = 0.8000	T1 = 0.0400 T2 = 0.0400 T3 = 0.0400
B2 = 0.8000		
Area	= 8.48e-02	
I11	= 5.49e-03	
I22	= 3.42e-03	

VERIFICA DI RESISTENZA

Classe = Classe 3

σ_{VM} = 223.17

F_R = 0.66



VERIFICA DI STABILITA'

Classe = Classe 3

F_{inst-N} = 0.77

$F_{inst-PF,y}$ = 0.64

$F_{inst-PF,z}$ = 0.96

PARAMETRI STATICI DELLA SEZIONE

Altezza totale	D =	0.60	m
Base inferiore	B1 =	0.80	m
Spessore flangia inferiore	T1 =	0.04	m
Spessore flangia superiore	T2 =	0.04	m
Spessore anima	T3 =	0.04	m
Base superiore	B2 =	0.80	m
Posizione del baricentro elastico	$X_{1G,el}$ =	0.40	m
	$X_{2G,el}$ =	0.30	m
Posizione del baricentro plastico	$X_{1G,pl}$ =	0.40	m
	$X_{2G,pl}$ =	0.30	m
Distanza baricentro - centro di taglio	$X_{1CT-X1G}$ =	0.00	m
	$X_{2CT-X2G}$ =	0.00	m
Area della sezione	A =	8.48e-02	m ²

Note de des culées Pont sur le Dora - Relazione di calcolo Ponte sulla Dora

Momento d'inerzia	asse 1	$I_{11} =$	5.49e-03	m^4
	asse 2	$I_{22} =$	3.42e-03	m^4
	asse 3	$J =$	4.52e-05	m^4
Momento polare rispetto il centro di taglio	$I_p =$	8.91e-03	m^4	
Costante di ingobbamento		$I_{\omega} =$	2.68e-04	m^6
Raggio giratore	asse 1	$i_{11} =$	0.25	m
	asse 2	$i_{22} =$	0.20	m
Modulo di resistenza elastico	superiore	$W_{1\ sup,el} =$	1.83e-02	m^3
	inferiore	$W_{1\ inf,el} =$	1.83e-02	m^3
Modulo di resistenza elastico	destro	$W_{2\ dx,el} =$	8.54e-03	m^3
	sinistro	$W_{2\ sx,el} =$	8.54e-03	m^3
Modulo di resistenza plastico	asse 1	$W_{1,pl} =$	0.02	m^3
	asse 2	$W_{2,pl} =$	0.01	m^3
Area di taglio	asse 1	$A_{V1,pl} =$	6.40e-02	m^2
	asse 2	$A_{V2,pl} =$	2.50e-02	m^2

CARATTERISTICHE DELL'ASTA:

Lunghezza			3.30	m
Molt. per inflessione	asse 1	$\beta_1 =$	0.50	
	asse 2	$\beta_2 =$	4.85	
	asse 3	$\beta_3 =$	1.00	

Attributi per il calcolo di instabilità

	Diagramma	ψ	k_c	m_{LT}	C_m
Piano 1	Tipo 2	-0.02	0.75	0.59	0.59
Piano 2	Tipo 2	0.93	0.98	0.97	0.97

CARATTERISTICHE DEL MATERIALE:

Tipo di acciaio		S355		
Lavorazione		Laminata		
Modulo di elasticità		$E =$	210.00	GPa
Tensione di snervamento	(t < 40mm)	$f_y =$	355.00	MPa
Tensione di rottura	(t < 40mm)	$f_u =$	510.00	MPa
Tensione di snervamento	(t > 40mm)	$f_y =$	335.00	MPa
Tensione di rottura	(t > 40mm)	$f_u =$	470.00	MPa
Coefficiente di sicurezza del materiale	$\gamma_{M0} =$		1.05	
Coefficiente di sicurezza all'instabilità	$\gamma_{M1} =$		1.10	

SOLLECITAZIONI:

Sforzo normale		$AF =$	-1.49e04	kN
Sforzo di taglio	direzione 1	$V1 =$	-1.08e02	kN
	direzione 2	$V2 =$	-5.80e-01	kN
Momento flettente	direzione 1	$M1 =$	-3.94e02	kNm
	direzione 2	$M2 =$	-2.75e01	kNm
Momento torcente		$MT =$	3.88e-01	kNm

VERIFICA DI RESISTENZA (N.T.C.2008 - § 4.2.4.1.2):

Classe della sezione per la sollecitazione considerata:

$CI =$ Classe 3

Punto maggiormente sollecitato
 $y = 0.00$ m
 $z = 0.00$ m

Tensione da pressoflessione
 $\sigma_{pf} = -223.17$ MPa
 Tensione tangenziale massima
 $\tau_{max} = 2.87$ MPa

Tensione ideale
 $\sigma_{VM} = \sqrt{(\sigma_{pf}^2 + 3\tau_{max}^2)}$
 $\sigma_{VM}/f_d = 0.66$
 $F_R = 0.66$ Verificato

Note de des culées Pont sur le Dora - Relazione di calcolo Ponte sulla Dora

VERIFICA DI STABILITÀ (N.T.C.2008 - § 4.2.4.1.3):

Classe della sezione per la sollecitazione considerata:

CI = Classe 3

Sforzo normale

$N_{ED} = -1.49e04$ kN

Momento flettente

$M_{z,ED} = -3.94e02$ kNm

$M_{y,ED} = -2.75e01$ kNm

Tabella dei carichi critici

Asse	Carico critico P_{cr} [kN]	Lunghezza libera l_0 [m]	Snellezza adimensionale λ^*	Coefficiente riduttivo χ
y	44487.00	16.00	0.82	0.71
z	2.60e06	1.65	0.11	1.00
θ	5.19e05	3.30	0.24	0.98
min	44487.00		0.82	0.71
	M_{cr} [kNm]	l_0 [m]	λ_{LT}^*	χ_{LT}
fless.tors.	1.95e05	3.30	0.20	1.00

Resistenza assiale

minimo

$N_{b,Rd} = 1.94e04$ kN

asse y

$N_{b,y,Rd} = 1.94e04$ kN

asse z

$N_{b,z,Rd} = 2.74e04$ kN

Resistenza flessionale

asse y

$M_{b,y,Rd} = 5.91e03$ kNm

asse z

$M_{z,Rd} = 2.76e03$ kNm

Coefficiente di interazione

$k_{yy} = 1.34$

$k_{yz} = 1.34$

$k_{zy} = 1.00$

$k_{zz} = 0.61$

Verifica di Instabilità a Compressione

$$N_{Ed}/N_{b,Rd} \leq 1$$

$F_{I,N} = 0.77$

(Verificato)

Verifica di Instabilità a Pressoflessione

$$(N_{Ed}/N_{b,y,Rd}) + k_{yy}(M_{y,Ed}/M_{b,y,Rd}) + k_{yz}(M_{z,Ed}/M_{z,Rd}) \leq 1$$

$F_{R-PF,y} = 0.96$

(Verificato)

$$(N_{Ed}/N_{b,z,Rd}) + k_{zy}(M_{y,Ed}/M_{b,y,Rd}) + k_{zz}(M_{z,Ed}/M_{z,Rd}) \leq 1$$

$F_{R-PF,z} = 0.64$

(Verificato)

Note de des culées Pont sur le Dora - Relazione di calcolo Ponte sulla Dora

▪ **Verifica prop. 18**

PROP. 18 - BEAM n. 75 - SEZIONE IN X = 3.30

Grp.: Trave inferiore Trave: 75 Prop.: 18 Sez.in: 3.30		
Cmb 14	M1 = -241.35	M2 = -609.10
	N = 13525.06	V1 = -130.36
	V2 = -381.03	MT = -109.00
Rettangolare Cava		
D = 1.0000 B = 0.6000 T1 = 0.0350 T2 = 0.0400		
Area		= 1.16e-01
I11		= 1.51e-02
I22		= 7.10e-03

VERIFICA DI RESISTENZA

Classe = Classe 1

FR-PF = 0.39

FR-V = 0.04

FR-T = 0.01

FR-τ = 0.05

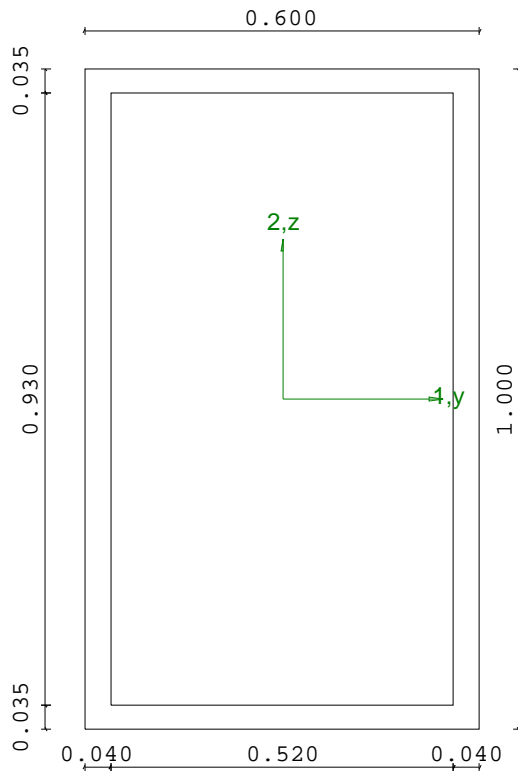
VERIFICA DI STABILITA'

Classe = Classe 1

FI-N = 0.00

FPF,y = 0.03

FPF,z = 0.02



PARAMETRI STATICI DELLA SEZIONE

Altezza	D =	1.00	m
Base	B =	0.60	m
Spessore base	T1 =	0.04	m
Spessore altezza	T2 =	0.04	m
Posizione del baricentro elastico	X _{1G,el} =	0.30	m
	X _{2G,el} =	0.50	m
Posizione del baricentro plastico	X _{1G,pl} =	0.30	m
	X _{2G,pl} =	0.50	m
Distanza baricentro - centro di taglio	X _{1CT-X1G} =	0.00	m
	X _{2CT-X2G} =	0.00	m
Area della sezione	A =	1.16e-01	m ²
Momento d'inertia	asse 1	I ₁₁ =	1.51e-02 m ⁴
	asse 2	I ₂₂ =	7.10e-03 m ⁴
	asse 3	J =	1.46e-02 m ⁴

Note de des culées Pont sur le Dora - Relazione di calcolo Ponte sulla Dora

Momento polare rispetto il centro di taglio	$I_p =$	0.02	m^4	
Costante di ingobbamento		$I_{\omega} =$	0.00	m^6
Raggio giratore	asse 1	$i_{11} =$	0.36	m
	asse 2	$i_{22} =$	0.25	m
Modulo di resistenza elastico	superiore	$W_{1\text{ sup,el}} =$	3.03e-02	m^3
	inferiore	$W_{1\text{ inf,el}} =$	3.03e-02	m^3
Modulo di resistenza elastico	destro	$W_{2\text{ dx,el}} =$	2.37e-02	m^3
	sinistro	$W_{2\text{ sx,el}} =$	2.37e-02	m^3
Modulo di resistenza plastico	asse 1	$W_{1,\text{pl}} =$	0.04	m^3
	asse 2	$W_{2,\text{pl}} =$	0.03	m^3
Area di taglio	asse 1	$A_{V1,\text{pl}} =$	4.36e-02	m^2
	asse 2	$A_{V2,\text{pl}} =$	7.27e-02	m^2

CARATTERISTICHE DELL'ASTA:

Lunghezza			3.30	m
Molt. per inflessione	asse 1	$\beta_1 =$	1.00	
	asse 2	$\beta_2 =$	3.00	
	asse 3	$\beta_3 =$	1.00	

Attributi per il calcolo di instabilità

	Diagramma	ψ	k_c	m_{LT}	C_m
Piano 1	Tipo 2	-0.78	0.63	0.44	0.40
Piano 2	Tipo 9	-0.96	1.00	0.44	0.40

CARATTERISTICHE DEL MATERIALE:

Tipo di acciaio		S355		
Lavorazione		Laminata		
Modulo di elasticità		$E =$	210.00	GPa
Tensione di snervamento	($t < 40\text{mm}$)	$f_y =$	355.00	MPa
Tensione di rottura	($t < 40\text{mm}$)	$f_u =$	510.00	MPa
Tensione di snervamento	($t > 40\text{mm}$)	$f_y =$	335.00	MPa
Tensione di rottura	($t > 40\text{mm}$)	$f_u =$	470.00	MPa
Coefficiente di sicurezza del materiale	$\gamma_{M0} =$	1.05		
Coefficiente di sicurezza all'instabilità	$\gamma_{M1} =$	1.10		

SOLLECITAZIONI:

Sforzo normale		$AF =$	1.35e04	kN
Sforzo di taglio	direzione 1	$V1 =$	-1.30e02	kN
	direzione 2	$V2 =$	-3.81e02	kN
Momento flettente	direzione 1	$M1 =$	-2.41e02	kNm
	direzione 2	$M2 =$	-6.09e02	kNm
Momento torcente		$MT =$	-1.09e02	kNm

VERIFICA DI RESISTENZA (N.T.C.2008 - § 4.2.4.1.2):

Classe della sezione per la sollecitazione considerata:		$CI =$	Classe 1
Asse con inerzia maggiore		$y-y =$	1-1
Asse con inerzia minore		$z-z =$	2-2
Resistenza assiale		$N_{Rd} =$	39354.29 kN
Resistenza tagliante riduzione per la torsione	asse y	$V_{pl,y,Rd} =$	14200.75 kN
		coeff = 0.99 $V_{pl,y,TRd} =$	13991.13 kN
Resistenza tagliante riduzione per la torsione	asse z	$V_{pl,z,Rd} =$	8520.45 kN
		coeff = 0.99 $V_{pl,z,TRd} =$	8394.68 kN
Resistenza flessionale	asse y	$M_{y,Rd} =$	11113.67 kNm

Note de des culées Pont sur le Dora - Relazione di calcolo Ponte sulla Dora

riduzione per il taglio		coeff = 1.00	
		$M_{y,V,Rd} = 11113.67$	kNm
Resistenza flessionale	asse z	$M_{z,Rd} = 7136.44$	kNm
riduzione per il taglio		coeff = 1.00	
		$M_{z,V,Rd} = 7136.44$	kNm
Resistenza torsionale elastica		$T_{Rd} = 7384.00$	kNm
Verifica di Resistenza plastica a Presso-Flessione			
$F_{R,PF}(N_{Ed}, M_{y,Ed}, M_{z,Ed}) \leq 1$		$F_{R,PF} = 0.39$ Verificato	
$ M_{y,Ed}/M_{Ny,Rd} ^\alpha + M_{z,Ed}/M_{Nz,Rd} ^\beta \leq 1$		$F_{R-exp} = 5.36e-03$	
$\alpha = 1.92, \beta = 1.92$			
Verifica di Resistenza plastica a Taglio			
$(V_{y,Ed}/V_{y,Rd}) + (V_{z,Ed}/V_{z,Rd}) \leq 1$		$F_{R,v} = 0.04$	Verificato
Verifica di Resistenza elastica a Torsione			
$(T_{Ed}/T_{Rd}) \leq 1$		$F_{R-T} = 0.01$	Verificato
Verifica di Resistenza elastica delle tensioni tangenziali			
$\tau_{Ed} \cdot \sqrt{(3) \cdot \gamma_{M0}} / f_y \leq 1$		$F_{R-\tau} = 0.05$	Verificato

VERIFICA DI STABILITÀ (N.T.C.2008 - § 4.2.4.1.3):

Classe della sezione per la sollecitazione considerata:

CI = Classe 1

Sforzo normale

$N_{ED} = 1.35e04$ kN

Momento flettente

$M_{z,ED} = -2.41e02$ kNm

$M_{y,ED} = -6.09e02$ kNm

Tabella dei carichi critici

Asse	Carico critico P_{cr} [kN]	Lunghezza libera l_0 [m]	Snellezza adimensionale λ^*	Coefficiente riduttivo χ
y	3.20e05	9.90	0.36	0.96
z	1.35e06	3.30	0.17	1.00
θ	6.17e06	3.30	0.08	1.00
min	3.20e05		0.36	0.96
	M_{cr} [kNm]	l_0 [m]	λ_{LT}^*	χ_{LT}
fless.tors.	1.41e06	3.30	0.20	1.00

Resistenza assiale	minimo	$N_{b,Rd} = 3.62e04$	kN
	asse y	$N_{b,y,Rd} = 3.62e04$	kN
	asse z	$N_{b,z,Rd} = 3.76e04$	kN
Resistenza flessionale	asse y	$M_{b,y,Rd} = 1.21e04$	kNm
	asse z	$M_{z,Rd} = 8.76e03$	kNm
Coefficiente di interazione		$k_{yy} = 0.40$	
		$k_{yz} = 0.24$	
		$k_{zy} = 0.24$	
		$k_{zz} = 0.40$	

Verifica di Instabilità a Compressione	$N_{Ed}/N_{b,Rd} \leq 1$	$F_{I,N} = 0.00$	(Verificato)
Verifica di Instabilità a Pressoflessione	$(N_{Ed}/N_{b,y,Rd}) + k_{yy}(M_{y,Ed}/M_{b,y,Rd}) + k_{yz}(M_{z,Ed}/M_{z,Rd}) \leq 1$	$F_{R-PF,y} = 0.03$	(Verificato)
	$(N_{Ed}/N_{b,z,Rd}) + k_{zy}(M_{y,Ed}/M_{b,y,Rd}) + k_{zz}(M_{z,Ed}/M_{z,Rd}) \leq 1$	$F_{R-PF,z} = 0.02$	(Verificato)

Note de des culées Pont sur le Dora - Relazione di calcolo Ponte sulla Dora

▪ **Verifica prop. 18**

PROP. 18 - BEAM n. 13 - SEZIONE IN X = 0.00

Grp.: Trave inferiore Trave: 13 Prop.: 18 Sez.in: 0.00		
Cmb 3	M1 = -78.21	M2 = 1400.81
	N = 10432.99	V1 = 85.34
	V2 = -619.23	MT = -148.51
Rettangolare Cava		
D = 1.0000 B = 0.6000 T1 = 0.0350 T2 = 0.0400		
Area		= 1.16e-01
I11		= 1.51e-02
I22		= 7.10e-03

VERIFICA DI RESISTENZA

Classe = Classe 1

FR-PF = 0.35

FR-V = 0.05

FR-T = 0.02

FR-τ = 0.07

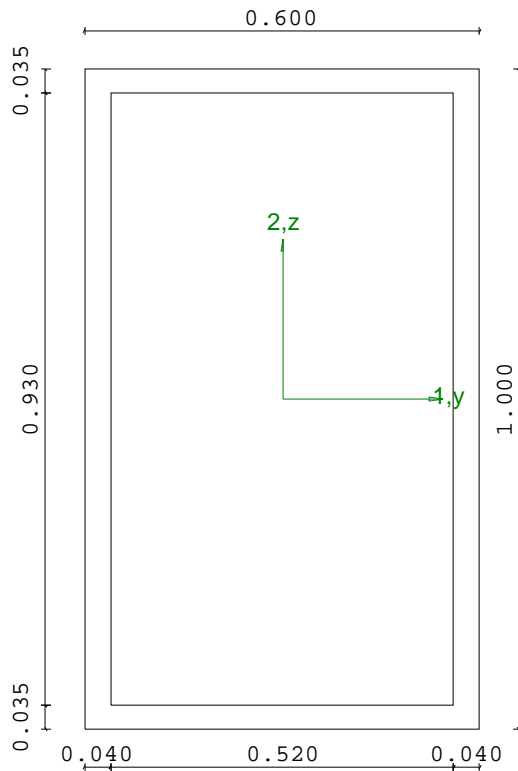
VERIFICA DI STABILITA'

Classe = Classe 1

FI-N = 0.00

FPF,y = 0.05

FPF,z = 0.04



PARAMETRI STATICI DELLA SEZIONE

Altezza	D =	1.00	m
Base	B =	0.60	m
Spessore base	T1 =	0.04	m
Spessore altezza	T2 =	0.04	m
Posizione del baricentro elastico	X _{1G,el} =	0.30	m
	X _{2G,el} =	0.50	m
Posizione del baricentro plastico	X _{1G,pl} =	0.30	m
	X _{2G,pl} =	0.50	m
Distanza baricentro - centro di taglio	X _{1CT-X1G} =	0.00	m
	X _{2CT-X2G} =	0.00	m
Area della sezione	A =	1.16e-01	m ²
Momento d'inertia	asse 1	I ₁₁ =	1.51e-02 m ⁴
	asse 2	I ₂₂ =	7.10e-03 m ⁴
	asse 3	J =	1.46e-02 m ⁴

Note de des culées Pont sur le Dora - Relazione di calcolo Ponte sulla Dora

Momento polare rispetto il centro di taglio	$I_p =$	0.02	m^4	
Costante di ingobbamento		$I_{\omega} =$	0.00	m^6
Raggio giratore	asse 1	$i_{11} =$	0.36	m
	asse 2	$i_{22} =$	0.25	m
Modulo di resistenza elastico	superiore	$W_{1\text{ sup,el}} =$	3.03e-02	m^3
	inferiore	$W_{1\text{ inf,el}} =$	3.03e-02	m^3
Modulo di resistenza elastico	destro	$W_{2\text{ dx,el}} =$	2.37e-02	m^3
	sinistro	$W_{2\text{ sx,el}} =$	2.37e-02	m^3
Modulo di resistenza plastico	asse 1	$W_{1,\text{pl}} =$	0.04	m^3
	asse 2	$W_{2,\text{pl}} =$	0.03	m^3
Area di taglio	asse 1	$A_{V1,\text{pl}} =$	4.36e-02	m^2
	asse 2	$A_{V2,\text{pl}} =$	7.27e-02	m^2

CARATTERISTICHE DELL'ASTA:

Lunghezza			3.30	m
Molt. per inflessione	asse 1	$\beta_1 =$	1.00	
	asse 2	$\beta_2 =$	3.00	
	asse 3	$\beta_3 =$	1.00	

Attributi per il calcolo di instabilità

	Diagramma	ψ	k_c	m_{LT}	C_m
Piano 1	Tipo 2	-0.38	0.69	0.45	0.45
Piano 2	Tipo 2	-0.51	0.67	0.44	0.40

CARATTERISTICHE DEL MATERIALE:

Tipo di acciaio		S355		
Lavorazione		Laminata		
Modulo di elasticità		$E =$	210.00	GPa
Tensione di snervamento	($t < 40\text{mm}$)	$f_y =$	355.00	MPa
Tensione di rottura	($t < 40\text{mm}$)	$f_u =$	510.00	MPa
Tensione di snervamento	($t > 40\text{mm}$)	$f_y =$	335.00	MPa
Tensione di rottura	($t > 40\text{mm}$)	$f_u =$	470.00	MPa
Coefficiente di sicurezza del materiale	$\gamma_{M0} =$	1.05		
Coefficiente di sicurezza all'instabilità	$\gamma_{M1} =$	1.10		

SOLLECITAZIONI:

Sforzo normale		$AF =$	1.04e04	kN
Sforzo di taglio	direzione 1	$V1 =$	8.53e01	kN
	direzione 2	$V2 =$	-6.19e02	kN
Momento flettente	direzione 1	$M1 =$	-7.82e01	kNm
	direzione 2	$M2 =$	1.40e03	kNm
Momento torcente		$MT =$	-1.49e02	kNm

VERIFICA DI RESISTENZA (N.T.C.2008 - § 4.2.4.1.2):

Classe della sezione per la sollecitazione considerata:		$CI =$	Classe 1
Asse con inerzia maggiore		$y-y =$	1-1
Asse con inerzia minore		$z-z =$	2-2
Resistenza assiale		$N_{Rd} =$	39354.29 kN
Resistenza tagliante riduzione per la torsione	asse y	$V_{pl,y,Rd} =$	14200.75 kN
		coeff = 0.98	
		$V_{pl,y,T,Rd} =$	13915.14 kN
Resistenza tagliante riduzione per la torsione	asse z	$V_{pl,z,Rd} =$	8520.45 kN
		coeff = 0.98	
		$V_{pl,z,T,Rd} =$	8349.08 kN
Resistenza flessionale	asse y	$M_{y,Rd} =$	12444.11 kNm

Note de des culées Pont sur le Dora - Relazione di calcolo Ponte sulla Dora

riduzione per il taglio		coeff = 1.00	
		$M_{y,V,Rd} = 12444.11$	kNm
Resistenza flessionale	asse z	$M_{z,Rd} = 7990.76$	kNm
riduzione per il taglio		coeff = 1.00	
		$M_{z,V,Rd} = 7990.76$	kNm
Resistenza torsionale elastica		$T_{Rd} = 7384.00$	kNm
Verifica di Resistenza plastica a Presso-Flessione			
		$F_{R,PF} = 0.35$	Verificato
		$F_{R-exp} = 0.02$	
Verifica di Resistenza plastica a Taglio			
		$F_{R,v} = 0.05$	Verificato
Verifica di Resistenza elastica a Torsione			
		$F_{R,T} = 0.02$	Verificato
Verifica di Resistenza elastica delle tensioni tangenziali			
		$F_{R-\tau} = 0.07$	Verificato

VERIFICA DI STABILITÀ (N.T.C.2008 - § 4.2.4.1.3):

Classe della sezione per la sollecitazione considerata:

CI = Classe 1

Sforzo normale	$N_{ED} = 1.04e04$ kN
Momento flettente	$M_{z,ED} = 2.03e02$ kNm
	$M_{y,ED} = 1.40e03$ kNm

Tabella dei carichi critici

Asse	Carico critico P_{cr} [kN]	Lunghezza libera l_0 [m]	Snellezza adimensionale λ^*	Coefficiente riduttivo χ
y	3.20e05	9.90	0.36	0.96
z	1.35e06	3.30	0.17	1.00
θ	6.17e06	3.30	0.08	1.00
min	3.20e05		0.36	0.96
	M_{cr} [kNm]	l_0 [m]	λ_{LT}^*	χ_{LT}
fless.tors.	1.41e06	3.30	0.20	1.00

Resistenza assiale	minimo	$N_{b,Rd} = 3.62e04$ kN
	asse y	$N_{b,y,Rd} = 3.62e04$ kN
	asse z	$N_{b,z,Rd} = 3.76e04$ kN
Resistenza flessionale	asse y	$M_{b,y,Rd} = 1.21e04$ kNm
	asse z	$M_{z,Rd} = 8.76e03$ kNm
Coefficiente di interazione		$k_{yy} = 0.40$
		$k_{yz} = 0.27$
		$k_{zy} = 0.24$
		$k_{zz} = 0.45$

Verifica di Instabilità a Compressione	$N_{Ed}/N_{b,Rd} \leq 1$	$F_{I,N} = 0.00$	(Verificato)
Verifica di Instabilità a Pressoflessione	$(N_{Ed}/N_{b,y,Rd}) + k_{yy}(M_{y,Ed}/M_{b,y,Rd}) + k_{yz}(M_{z,Ed}/M_{z,Rd}) \leq 1$	$F_{R-PF,y} = 0.05$	(Verificato)
	$(N_{Ed}/N_{b,z,Rd}) + k_{zy}(M_{y,Ed}/M_{b,y,Rd}) + k_{zz}(M_{z,Ed}/M_{z,Rd}) \leq 1$	$F_{R-PF,z} = 0.04$	(Verificato)

Note de des culées Pont sur le Dora - Relazione di calcolo Ponte sulla Dora

▪ **Verifica prop. 19**

PROP. 19 - BEAM n. 27 - SEZIONE IN X = 0.00

Grp.: Arco Trave: 27 Prop.: 19 Sez.in: 0.00		
Cmb 2	M1 = -1184.49	M2 = -18.53
	N = -14232.20	V1 = 256.26
	V2 = -4.86	MT = 1.03
Sezione a I		
D = 0.6000	B1 = 0.8000	T1 = 0.0500 T2 = 0.0500 T3 = 0.0400
B2 = 0.8000		
Area	= 1.00e-01	
I11	= 6.48e-03	
I22	= 4.27e-03	

VERIFICA DI RESISTENZA

Classe = Classe 2

FR-PF = 0.59

FR-V = 0.02

FR-T = 3.62e-03

FR-τ = 0.03

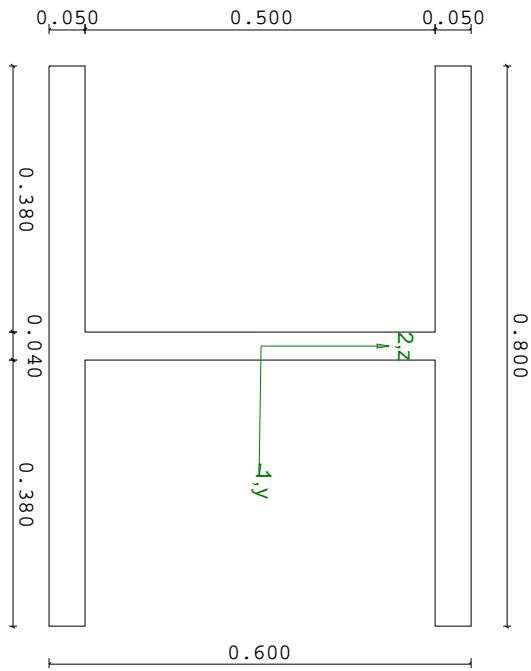
VERIFICA DI STABILITA'

Classe = Classe 2

FI-N = 0.58

F_{PF,y} = 0.67

F_{PF,z} = 0.62



PARAMETRI STATICI DELLA SEZIONE

Altezza totale	D =	0.60	m
Base inferiore	B1 =	0.80	m
Spessore flangia inferiore	T1 =	0.05	m
Spessore flangia superiore	T2 =	0.05	m
Spessore anima	T3 =	0.04	m
Base superiore	B2 =	0.80	m
Posizione del baricentro elastico	X _{1G,el} =	0.40	m
	X _{2G,el} =	0.30	m
Posizione del baricentro plastico	X _{1G,pl} =	0.40	m
	X _{2G,pl} =	0.30	m
Distanza baricentro - centro di taglio	X _{1CT-X1G} =	0.00	m
	X _{2CT-X2G} =	0.00	m
Area della sezione	A =	1.00e-01	m ²

Note de des culées Pont sur le Dora - Relazione di calcolo Ponte sulla Dora

Momento d'inerzia	asse 1	$I_{11} =$	6.48e-03	m^4
	asse 2	$I_{22} =$	4.27e-03	m^4
	asse 3	$J =$	7.73e-05	m^4
Momento polare rispetto il centro di taglio	$I_p =$	0.01	m^4	
Costante di ingobbamento		$I_{\omega} =$	3.23e-04	m^6
Raggio giratore	asse 1	$i_{11} =$	0.25	m
	asse 2	$i_{22} =$	0.21	m
Modulo di resistenza elastico	superiore	$W_{1\ sup,el} =$	2.16e-02	m^3
	inferiore	$W_{1\ inf,el} =$	2.16e-02	m^3
Modulo di resistenza elastico	destro	$W_{2\ dx,el} =$	1.07e-02	m^3
	sinistro	$W_{2\ sx,el} =$	1.07e-02	m^3
Modulo di resistenza plastico	asse 1	$W_{1,pl} =$	0.02	m^3
	asse 2	$W_{2,pl} =$	0.02	m^3
Area di taglio	asse 1	$A_{V1,pl} =$	8.00e-02	m^2
	asse 2	$A_{V2,pl} =$	2.40e-02	m^2

CARATTERISTICHE DELL'ASTA:

Lunghezza			2.52	m
Molt. per inflessione	asse 1	$\beta_1 =$	0.50	
	asse 2	$\beta_2 =$	5.16	
	asse 3	$\beta_3 =$	1.00	

Attributi per il calcolo di instabilità

	Diagramma	ψ	k_c	m_{LT}	C_m
Piano 1	Tipo 2	0.43	0.84	0.77	0.77
Piano 2	Tipo 2	0.53	0.87	0.81	0.81

CARATTERISTICHE DEL MATERIALE:

Tipo di acciaio		S355		
Lavorazione		Laminata		
Modulo di elasticità		$E =$	210.00	GPa
Tensione di snervamento	(t < 40mm)	$f_y =$	355.00	MPa
Tensione di rottura	(t < 40mm)	$f_u =$	510.00	MPa
Tensione di snervamento	(t > 40mm)	$f_y =$	335.00	MPa
Tensione di rottura	(t > 40mm)	$f_u =$	470.00	MPa
Coefficiente di sicurezza del materiale	$\gamma_{M0} =$	1.05		
Coefficiente di sicurezza all'instabilità	$\gamma_{M1} =$	1.10		

SOLLECITAZIONI:

Sforzo normale		$AF =$	-1.42e04	kN
Sforzo di taglio	direzione 1	$V1 =$	2.56e02	kN
	direzione 2	$V2 =$	-4.86e00	kN
Momento flettente	direzione 1	$M1 =$	-1.18e03	kNm
	direzione 2	$M2 =$	-1.85e01	kNm
Momento torcente		$MT =$	1.03e00	kNm

VERIFICA DI RESISTENZA (N.T.C.2008 - § 4.2.4.1.2):

Classe della sezione per la sollecitazione considerata:		$C1 =$	Classe 2
Asse con inerzia maggiore		$y-y =$	1-1
Asse con inerzia minore		$z-z =$	2-2
Resistenza assiale		$N_{Rd} =$	31904.76 kN
Resistenza tagliante	asse y	$V_{pl,y,Rd} =$	4420.85 kN
riduzione per la torsione		coeff =	1.00
		$V_{pl,y,T,Rd} =$	4414.45 kN
Resistenza tagliante	asse z	$V_{pl,z,Rd} =$	14736.18 kN
riduzione per la torsione		coeff =	1.00

Note de des culées Pont sur le Dora - Relazione di calcolo Ponte sulla Dora

		$V_{pl,z,T,Rd} = 14714.82$	kN
Resistenza flessionale riduzione per il taglio	asse y	$M_{y,Rd} = 4810.87$	kNm
		coeff = 1.00	
		$M_{y,V,Rd} = 4810.87$	kNm
Resistenza flessionale riduzione per il taglio	asse z	$M_{z,Rd} = 4679.52$	kNm
		coeff = 1.00	
		$M_{z,V,Rd} = 4679.52$	kNm
Resistenza torsionale elastica		$T_{Rd} = 284.90$	kNm
Verifica di Resistenza plastica a Presso-Flessione			
$F_{R,PF}(N_{Ed}, M_{y,Ed}, M_{z,Ed}) \leq 1$		$F_{R,PF} = 0.59$ Verificato	
$\frac{ M_{y,Ed}/M_{Ny,Rd} + M_{z,Ed}/M_{Nz,Rd} }{\alpha} \leq 1$ $\alpha = 2.00, \beta = 2.23$		$F_{R-exp} = 0.05$	
Verifica di Resistenza plastica a Taglio			
$(V_{y,Ed}/V_{y,Rd}) + (V_{z,Ed}/V_{z,Rd}) \leq 1$		$F_{R-V} = 0.02$	Verificato
Verifica di Resistenza elastica a Torsione			
$(T_{Ed}/T_{Rd}) \leq 1$		$F_{R-T} = 3.62e-03$	Verificato
Verifica di Resistenza elastica delle tensioni tangenziali			
$\tau_{Ed} \cdot \sqrt{3} \cdot \gamma_{M0} / f_y \leq 1$		$F_{R-\tau} = 0.03$	Verificato

VERIFICA DI STABILITÀ (N.T.C.2008 - § 4.2.4.1.3):

Classe della sezione per la sollecitazione considerata:

$C1 =$ Classe 2

Sforzo normale
Momento flettente

$N_{ED} = -1.42e04$ kN
 $M_{z,ED} = -1.18e03$ kNm
 $M_{y,ED} = -3.51e01$ kNm

Tabella dei carichi critici

Asse	Carico critico	Lunghezza libera	Snellezza adimensionale	Coefficiente riduttivo
	P_{cr} [kN]	l_0 [m]	λ^*	χ
y	79511.64	13.00	0.65	0.81
z	5.58e06	1.26	0.08	1.00
θ	1.04e06	2.52	0.18	1.00
min	79511.64		0.65	0.81
	M_{cr} [kNm]	l_0 [m]	λ^*_{LT}	χ_{LT}
fless.tors.	5.05e05	2.52	0.20	1.00

Resistenza assiale

minimo	$N_{b,Rd} = 2.47e04$	kN
asse y	$N_{b,y,Rd} = 2.47e04$	kN
asse z	$N_{b,z,Rd} = 3.05e04$	kN

Resistenza flessionale

asse y	$M_{b,y,Rd} = 7.46e03$	kNm
asse z	$M_{z,Rd} = 4.93e03$	kNm

Coefficiente di interazione

$k_{yy} = 1.02$
$k_{yz} = 0.37$
$k_{zy} = 0.68$
$k_{zz} = 0.61$

Verifica di Instabilità a Compressione
 $N_{Ed}/N_{b,Rd} \leq 1$ $F_{I-N} = 0.58$ (Verificato)

Verifica di Instabilità a Pressoflessione
 $(N_{Ed}/N_{b,y,Rd}) + k_{yy}(M_{y,Ed}/M_{b,y,Rd}) + k_{yz}(M_{z,Ed}/M_{z,Rd}) \leq 1$ $F_{R-PF,y} = 0.67$ (Verificato)
 $(N_{Ed}/N_{b,z,Rd}) + k_{zy}(M_{y,Ed}/M_{b,y,Rd}) + k_{zz}(M_{z,Ed}/M_{z,Rd}) \leq 1$ $F_{R-PF,z} = 0.62$ (Verificato)

Note de des culées Pont sur le Dora - Relazione di calcolo Ponte sulla Dora

▪ **Verifica prop. 19**

PROP. 19 - BEAM n. 27 - SEZIONE IN X = 0.00

Grp.: Arco Trave: 27 Prop.: 19 Sez.in: 0.00		
Cmb 14	M1 = -1103.83	M2 = -16.63
	N = -14454.66	V1 = 224.00
	V2 = -6.16	MT = 0.77
Sezione a I		
D = 0.6000	B1 = 0.8000	T1 = 0.0500 T2 = 0.0500 T3 = 0.0400
B2 = 0.8000		
Area	= 1.00e-01	
I11	= 6.48e-03	
I22	= 4.27e-03	

VERIFICA DI RESISTENZA

Classe = Classe 2

FR-PF = 0.58

FR-V = 0.02

FR-T = 2.71e-03

FR-τ = 0.03

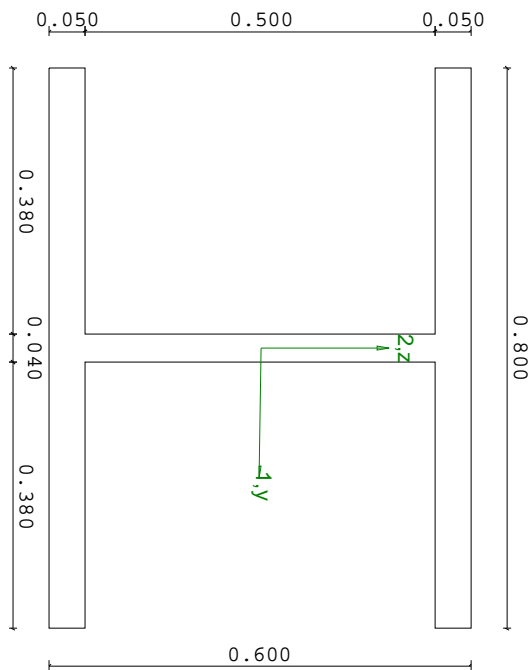
VERIFICA DI STABILITA'

Classe = Classe 2

FI-N = 0.58

FPP,y = 0.67

FPP,z = 0.62



PARAMETRI STATICI DELLA SEZIONE

Altezza totale	D =	0.60	m
Base inferiore	B1 =	0.80	m
Spessore flangia inferiore	T1 =	0.05	m
Spessore flangia superiore	T2 =	0.05	m
Spessore anima	T3 =	0.04	m
Base superiore	B2 =	0.80	m
Posizione del baricentro elastico	X _{1G,el} =	0.40	m
	X _{2G,el} =	0.30	m
Posizione del baricentro plastico	X _{1G,pl} =	0.40	m
	X _{2G,pl} =	0.30	m
Distanza baricentro - centro di taglio	X _{1CT-X1G} =	0.00	m
	X _{2CT-X2G} =	0.00	m
Area della sezione	A =	1.00e-01	m ²

Note de des culées Pont sur le Dora - Relazione di calcolo Ponte sulla Dora

Momento d'inerzia	asse 1	$I_{11} =$	6.48e-03	m^4
	asse 2	$I_{22} =$	4.27e-03	m^4
	asse 3	$J =$	7.73e-05	m^4
Momento polare rispetto il centro di taglio	$I_p =$	0.01	m^4	
Costante di ingobbamento		$I_{\omega} =$	3.23e-04	m^6
Raggio giratore	asse 1	$i_{11} =$	0.25	m
	asse 2	$i_{22} =$	0.21	m
Modulo di resistenza elastico	superiore	$W_{1\ sup,el} =$	2.16e-02	m^3
	inferiore	$W_{1\ inf,el} =$	2.16e-02	m^3
Modulo di resistenza elastico	destro	$W_{2\ dx,el} =$	1.07e-02	m^3
	sinistro	$W_{2\ sx,el} =$	1.07e-02	m^3
Modulo di resistenza plastico	asse 1	$W_{1,pl} =$	0.02	m^3
	asse 2	$W_{2,pl} =$	0.02	m^3
Area di taglio	asse 1	$A_{V1,pl} =$	8.00e-02	m^2
	asse 2	$A_{V2,pl} =$	2.40e-02	m^2

CARATTERISTICHE DELL'ASTA:

Lunghezza			2.52	m
Molt. per inflessione	asse 1	$\beta_1 =$	0.50	
	asse 2	$\beta_2 =$	5.16	
	asse 3	$\beta_3 =$	1.00	

Attributi per il calcolo di instabilità

	Diagramma	ψ	k_c	m_{LT}	C_m
Piano 1	Tipo 2	0.46	0.85	0.78	0.78
Piano 2	Tipo 2	0.46	0.85	0.78	0.78

CARATTERISTICHE DEL MATERIALE:

Tipo di acciaio		S355		
Lavorazione		Laminata		
Modulo di elasticità		$E =$	210.00	GPa
Tensione di snervamento	(t < 40mm)	$f_y =$	355.00	MPa
Tensione di rottura	(t < 40mm)	$f_u =$	510.00	MPa
Tensione di snervamento	(t > 40mm)	$f_y =$	335.00	MPa
Tensione di rottura	(t > 40mm)	$f_u =$	470.00	MPa
Coefficiente di sicurezza del materiale	$\gamma_{M0} =$	1.05		
Coefficiente di sicurezza all'instabilità	$\gamma_{M1} =$	1.10		

SOLLECITAZIONI:

Sforzo normale		$AF =$	-1.45e04	kN
Sforzo di taglio	direzione 1	$V1 =$	2.24e02	kN
	direzione 2	$V2 =$	-6.16e00	kN
Momento flettente	direzione 1	$M1 =$	-1.10e03	kNm
	direzione 2	$M2 =$	-1.66e01	kNm
Momento torcente		$MT =$	7.73e-01	kNm

VERIFICA DI RESISTENZA (N.T.C.2008 - § 4.2.4.1.2):

Classe della sezione per la sollecitazione considerata:		$C1 =$	Classe 2
Asse con inerzia maggiore		$y-y =$	1-1
Asse con inerzia minore		$z-z =$	2-2
Resistenza assiale		$N_{Rd} =$	31904.76 kN
Resistenza tagliante	asse y	$V_{pl,y,Rd} =$	4420.85 kN
riduzione per la torsione		coeff =	1.00
		$V_{pl,y,T,Rd} =$	4416.06 kN
Resistenza tagliante	asse z	$V_{pl,z,Rd} =$	14736.18 kN
riduzione per la torsione		coeff =	1.00

Note de des culées Pont sur le Dora - Relazione di calcolo Ponte sulla Dora

		$V_{pl,z,T,Rd} = 14720.19$	kN
Resistenza flessionale riduzione per il taglio	asse y	$M_{y,Rd} = 4750.31$	kNm
		coeff = 1.00	
		$M_{y,V,Rd} = 4750.31$	kNm
Resistenza flessionale riduzione per il taglio	asse z	$M_{z,Rd} = 4651.41$	kNm
		coeff = 1.00	
		$M_{z,V,Rd} = 4651.41$	kNm
Resistenza torsionale elastica		$T_{Rd} = 284.90$	kNm
Verifica di Resistenza plastica a Presso-Flessione			
$F_{R,PF}(N_{Ed}, M_{y,Ed}, M_{z,Ed}) \leq 1$		$F_{R,PF} = 0.58$ Verificato	
$\frac{ M_{y,Ed}/M_{Ny,Rd} + M_{z,Ed}/M_{Nz,Rd} }{\alpha} \leq 1$ $\alpha = 2.00, \beta = 2.27$		$F_{R-exp} = 0.04$	
Verifica di Resistenza plastica a Taglio			
$(V_{y,Ed}/V_{y,Rd}) + (V_{z,Ed}/V_{z,Rd}) \leq 1$		$F_{R-V} = 0.02$	Verificato
Verifica di Resistenza elastica a Torsione			
$(T_{Ed}/T_{Rd}) \leq 1$		$F_{R-T} = 2.71e-03$	Verificato
Verifica di Resistenza elastica delle tensioni tangenziali			
$\tau_{Ed} \cdot \sqrt{3} \cdot \gamma_{M0} / f_y \leq 1$		$F_{R-\tau} = 0.03$	Verificato

VERIFICA DI STABILITÀ (N.T.C.2008 - § 4.2.4.1.3):

Classe della sezione per la sollecitazione considerata:

CI = Classe 2

Sforzo normale
Momento flettente

$N_{ED} = -1.45e04$ kN
 $M_{z,ED} = -1.10e03$ kNm
 $M_{y,ED} = -3.65e01$ kNm

Tabella dei carichi critici

Asse	Carico critico P _{cr} [kN]	Lunghezza libera l ₀ [m]	Snellezza adimensionale λ^*	Coefficiente riduttivo χ
y	79511.64	13.00	0.65	0.81
z	5.58e06	1.26	0.08	1.00
θ	1.04e06	2.52	0.18	1.00
min	79511.64		0.65	0.81
	M _{cr} [kNm]	l ₀ [m]	λ^*_{LT}	χ_{LT}
fless.tors.	5.26e05	2.52	0.20	1.00

Resistenza assiale

minimo		$N_{b,Rd} = 2.47e04$	kN
asse y		$N_{b,y,Rd} = 2.47e04$	kN
asse z		$N_{b,z,Rd} = 3.05e04$	kN

Resistenza flessionale

asse y		$M_{b,y,Rd} = 7.46e03$	kNm
asse z		$M_{z,Rd} = 4.93e03$	kNm

Coefficiente di interazione

$k_{yy} =$		0.99	
$k_{yz} =$		0.37	
$k_{zy} =$		0.68	
$k_{zz} =$		0.62	

Verifica di Instabilità a Compressione
 $N_{Ed}/N_{b,Rd} \leq 1$ $F_{I-N} = 0.58$ (Verificato)

Verifica di Instabilità a Pressoflessione

$(N_{Ed}/N_{b,y,Rd}) + k_{yy}(M_{y,Ed}/M_{b,y,Rd}) + k_{yz}(M_{z,Ed}/M_{z,Rd}) \leq 1$		$F_{R,PF,y} = 0.67$	(Verificato)
$(N_{Ed}/N_{b,z,Rd}) + k_{zy}(M_{y,Ed}/M_{b,y,Rd}) + k_{zz}(M_{z,Ed}/M_{z,Rd}) \leq 1$		$F_{R,PF,z} = 0.62$	(Verificato)

13.4 VERIFICA SEZIONE MISTA DEL TRAVERSO

Si propone qui di seguito la verifica della sezione mista del traverso tipo e del traverso di testata.

Le sollecitazioni sono state prelevate dal modello f.e.m. caratterizzato dall'assenza della soletta collaborante. Questo permette di leggere più facilmente i momenti agenti nell'elemento strutturale in quanto non influenzati dalla presenza della piastra in calcestruzzo sovrastante.

Le verifiche sono state eseguite in:

- **fase 1:** corrisponde alla fase di costruzione, la trave di acciaio posata in opera sopporta il peso proprio e il peso del getto della soletta. In questa condizione la sezione è stata verificata a Resistenza in S.L.U. e a Deformazione in S.L.E. Rara.
- **fase 2:** corrisponde alla configurazione di trave mista, la trave viene caricata con i carichi Permanenti (oltre al peso proprio già presente in fase 1) e Variabili. La sezione è stata verificata a Resistenza in S.L.U. e a Deformazione in S.L.E. Rara, in quest'ultimo caso si è considerato il modulo elastico iniziale (a 28gg) e a tempo infinito con un abbattimento del 50%.

Le verifiche di Resistenza sono state eseguite rispetto a Flessione e Taglio.

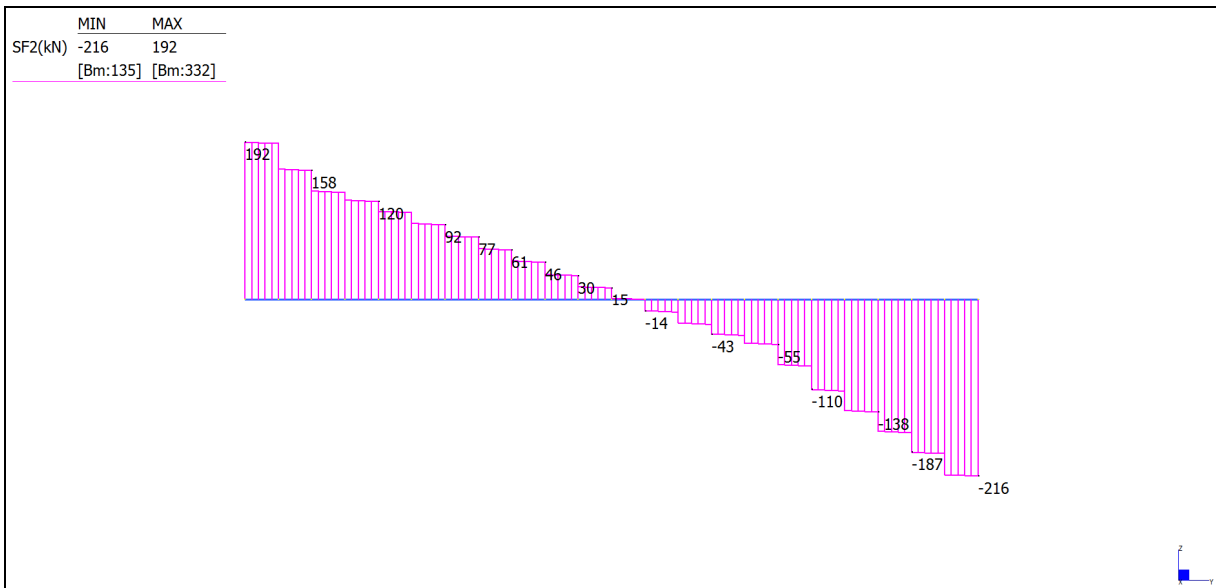
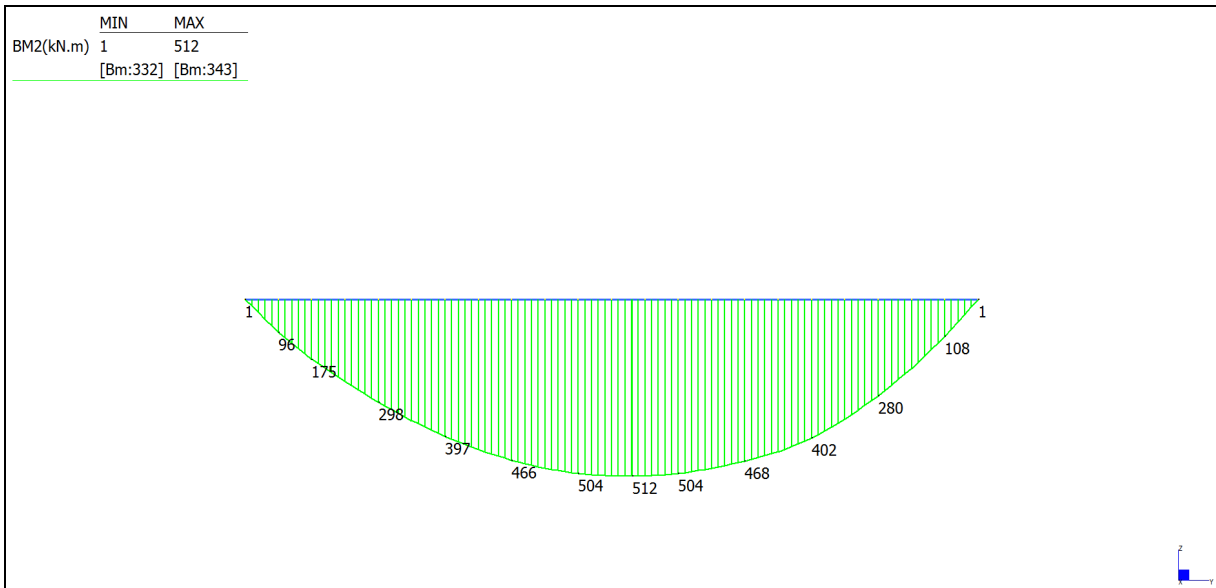
Si è proceduto inoltre a verificare la connessione soletta-trave in acciaio determinando il numero e il passo minimo dei pioli da disporre.

Nella valutazione delle Resistenze è stata considerata lo spessore di soletta collaborante più sottile (sp. 25cm).

Le caratteristiche dei materiali impiegati sono già state esposte nel capitolo 4.

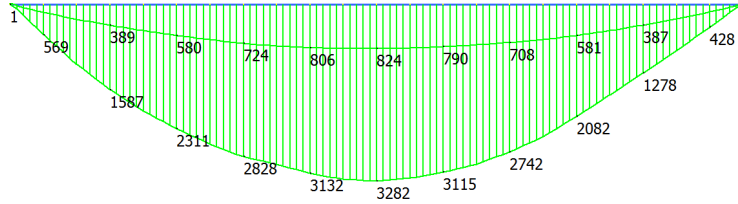
Note de des culées Pont sur le Dora - Relazione di calcolo Ponte sulla Dora

Diagrammi delle Sollecitazioni:



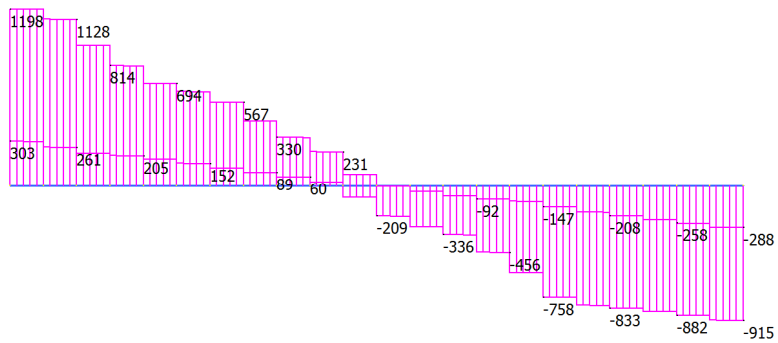
Note de des culées Pont sur le Dora - Relazione di calcolo Ponte sulla Dora

	MIN	MAX
BM2(kN.m)	-28	3282
	[Bm:135]	[Bm:342]



Traverso tipo – Momenti flettenti M2 - (involuppo S.L.U. - Fase 2)

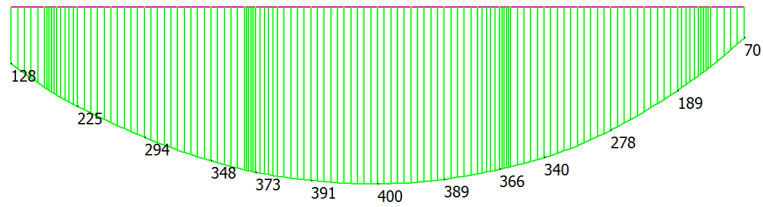
	MIN	MAX
SF2(kN)	-915	1198
	[Bm:135]	[Bm:332]



Traverso tipo – Taglio V2 - (involuppo S.L.U. - Fase 2)

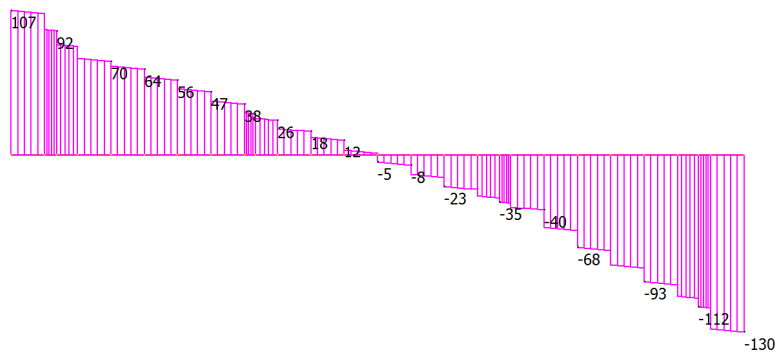
Note de des culées Pont sur le Dora - Relazione di calcolo Ponte sulla Dora

	MIN	MAX
BM2(kN.m)	70	400
	[Bm:639]	[Bm:559]



Traverso di testata – Momenti flettenti M2 - (involuppo S.L.U. - Fase 1)

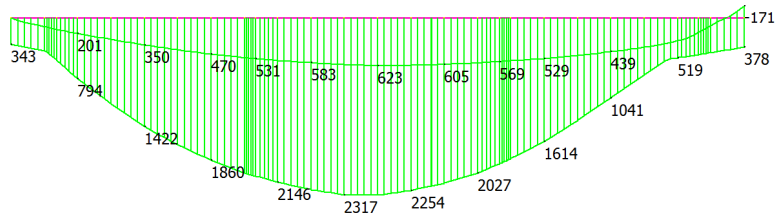
	MIN	MAX
SF2(kN)	-130	107
	[Bm:639]	[Bm:125]



Traverso di testata – Taglio V2 - (involuppo S.L.U. - Fase 1)

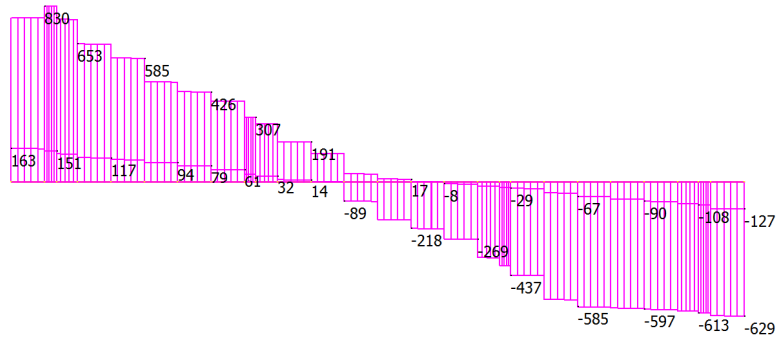
Note de des culées Pont sur le Dora - Relazione di calcolo Ponte sulla Dora

	MIN	MAX
BM2(kN.m)	-171	2317
	[Bm:639]	[Bm:551]



Traverso di testata – Momenti flettenti M2 - (involuppo S.L.U. - Fase 2)

	MIN	MAX
SF2(kN)	-629	830
	[Bm:639]	[Bm:479]



Traverso di testata – Taglio V2 - (involuppo S.L.U. - Fase 2)

13.4.1 Verifica del Traverso TIPO

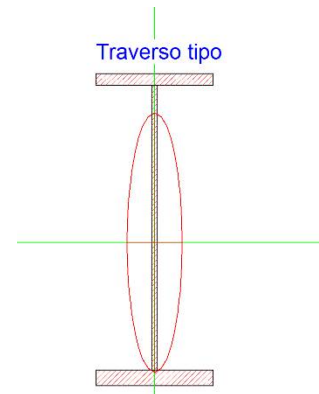
Verifica classe stabilità del profilo in acciaio

$c = 142,5$ mm	ali in compressione	$c = 730$ mm	anima in flessione
$t_f = 30$ mm		$t_f = 15$ mm	
$\varepsilon = 0,81$		$c/t_f = 48,7 < 72\varepsilon$	Classe 1
$c/t_f = 4,8 < 10\varepsilon$	Classe 1		

FASE 1

Caratteristiche della Sezione in acciaio

$b =$	300	mm	base
$h =$	800	mm	altezza
$t_w =$	15	mm	sp. anima
$t_{f1} =$	30	mm	sp. ala superiore
$t_{f2} =$	40	mm	sp. ala inferiore
$W_{pl,y} =$	9,89E+06	mm ³	Modulo Resistenza Plastico
$A =$	31950	mm ²	Area lorda
$I_{yy} =$	3,52E+09	mm ⁴	Momento Inerzia principale



Verifiche di Resistenza a S.L.U. della sola trave in acciaio

$M_{Pl,a,Rd} =$	3343	kNm
	>	
$M_{Ed} =$	512	kNm
Verifica	Sì	

$V_{Pl,a,Rd} =$	3514	kN
	>	
$V_{Ed} =$	216	kN
Verifica	Sì	

Siccome $V_{Ed} < 0,5 V_{Pl,a,Rd}$ non è necessario considerare l'interazione taglio-flessione.

Verifiche della Deformazione a S.L.E. Rara della sola trave in acciaio:

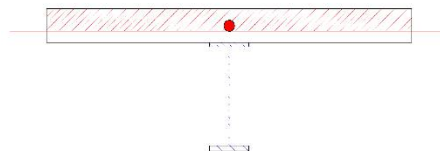
$E =$	210000	MPa
$I_{yy} =$	3,52E+09	mm ⁴
$f_{1^{\circ}fase} =$	6	mm
$L/f =$	1706	

Il valore dell'inflexione è compatibile con le esigenze funzionali dell'opera.

FASE 2

Caratteristiche della soletta in calcestruzzo:

b_{eff}	=	2762	mm	base effettiva
h_c	=	250	mm	altezza
$A_s' + A_s$	=	5552	mm ²	area armatura in acciaio



Verifiche di Resistenza a S.L.U. della sezione composta

$M_{Pl,sc,Rd}$	=	6385	kNm
		>	
M_{Ed}	=	3282	kNm
Verifica		Sì	

$V_{Pl,A,Rd}$	=	3514	kN
		>	
V_{Ed}	=	1198	kN
Verifica		Sì	

Tramite la valutazione del rapporto h_w/t si è accertato che non è necessario verificare a instabilità l'anima della trave.

Verifica dei connettori

Si è accertato che il passo effettivo dei connettori rispettasse i limiti massimi e minimi previsti da NTC08 e che i pioli avessero dimensioni nominali tali da garantire comportamento duttile:

φ	=	19	mm	diametro piolo
h_{sc}	=	175	mm	altezza piolo

$s_{long\ eff.}$	=	140	mm
$s_{long\ max}$	=	537	mm
$s_{long\ min}$	=	95	mm
$s_{trasv\ min}$	=	48	mm

Resistenza della singola connessione:

$P_{Rd,a}$	=	82	kN	resistenza lato acciaio
$P_{Rd,C}$	=	89	kN	resistenza lato calcestruzzo

Note de des culées Pont sur le Dora - Relazione di calcolo Ponte sulla Dora

Secondo la formulazione esposta al punto C4.3.5 si è calcolato il grado di connessione η e si è proseguito nella valutazione dello sforzo di scorrimento e del numero di pioli richiesto:

η	=	0,579		grado connessione minimo
R_A	=	10802	kN	sforzo assiale nella trave di acciaio
ηR_A	=	6249	kN	sforzo di scorrimento effettivo
n°_f	=	153	pioli	n° pioli richiesto su intera luce
n°_{prov}	=	172	pioli	n° pioli predisposto su intera luce

Verifiche della Deformazione a S.L.E. Rara della sezione composta

E	=	210000	MPa	modulo elastico acciaio
I_{yy}	=	1,032E+10	mm ⁴	momento Inerzia omogeneizzato all'acciaio con E_{t00}
$f_{2^\circ fase}$	=	12	mm	freccia per carichi permanenti e variabili 2° fase
$f_{1^\circ fase}$	=	6	mm	freccia per carico di peso proprio 1° fase
f	=	18	mm	freccia a lungo termine
L/f	=	603		

Il valore dell'inflexione è compatibile con le esigenze funzionali dell'opera.

13.4.2 Verifica del Traverso di TESTATA

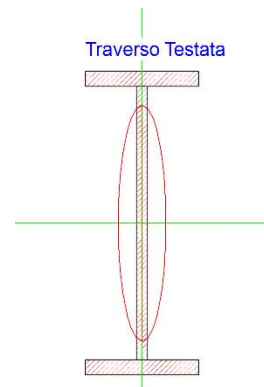
Verifica classe stabilità del profilo in acciaio

$c = 135$ mm	ali in compressione	$c = 720$ mm	anima in flessione
$t_f = 40$ mm		$t_f = 30$ mm	
$\varepsilon = 0,81$		$c/t_f = 24 < 72\varepsilon$	Classe 1
$c/t_f = 3,4 < 10\varepsilon$	Classe 1		

FASE 1

Caratteristiche della Sezione in acciaio

$b =$	300	mm	base
$h =$	800	mm	altezza
$t_w =$	30	mm	sp. anima
$t_{f1} =$	40	mm	sp. ala superiore
$t_{f2} =$	40	mm	sp. ala inferiore
$W_{pl,y} =$	1,30E+07	mm ³	Modulo Resistenza Plastico
$A =$	45600	mm ²	Area lorda
$I_{yy} =$	4,40E+09	mm ⁴	Momento Inerzia principale



Verifiche di Resistenza a S.L.U. della sola trave in acciaio

$M_{Pl,a,Rd} =$	4398	kNm
	>	
$M_{Ed} =$	400	kNm
Verifica	Sì	

$V_{Pl,a,Rd} =$	4685	kN
	>	
$V_{Ed} =$	130	kN
Verifica	Sì	

Siccome $V_{Ed} < 0,5 V_{Pl,a,Rd}$ non è necessario considerare l'interazione taglio-flessione.

Verifiche della Deformazione a S.L.E. Rara della sola trave in acciaio:

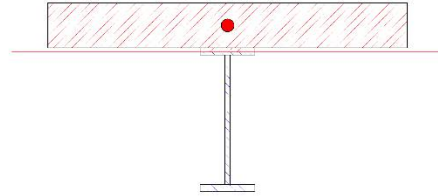
$E =$	210000	MPa
$I_{yy} =$	4,40E+09	mm ⁴
$f_{1^{\circ}fase} =$	4	mm
$L/f =$	2738	

Il valore dell'inflexione è compatibile con le esigenze funzionali dell'opera.

FASE 2

Caratteristiche della soletta in calcestruzzo:

b_{eff}	=	1962	mm	base effettiva
h_c	=	250	mm	altezza
$A_s' + A_s$	=	3944	mm ²	area armatura in acciaio



Verifiche di Resistenza a S.L.U. della sezione composta

$M_{Pl,sc,Rd}$	=	7460	kNm
		>	
M_{Ed}	=	2317	kNm
Verifica		Sì	

$V_{Pl,A,Rd}$	=	4685	kN
		>	
V_{Ed}	=	830	kN
Verifica		Sì	

Tramite la valutazione del rapporto h_w/t si è accertato che non è necessario verificare a instabilità l'anima della trave.

Verifica dei connettori

Si è accertato che il passo effettivo rispettasse i limiti massimi e minimi previsti da NTC08 e che i pioli avessero dimensioni nominali tali da garantire comportamento duttile:

φ	=	19	mm	diametro piolo
h_{sc}	=	175	mm	altezza piolo
$s_{long\ eff.}$	=	140	mm	
$s_{long\ max}$	=	716	mm	
$s_{long\ min}$	=	95	mm	
$s_{trasv\ min}$	=	48	mm	

Resistenza della singola connessione:

$P_{Rd,a}$	=	82	kN	resistenza lato acciaio
$P_{Rd,C}$	=	89	kN	resistenza lato calcestruzzo

Note de des culées Pont sur le Dora - Relazione di calcolo Ponte sulla Dora

Secondo la formulazione esposta al punto C4.3.5 si è calcolato il grado di connessione η e si è proseguito nella valutazione dello sforzo di scorrimento e del numero di pioli richiesto:

η	=	0,579		grado connessione
R_A	=	10771	kN	sforzo assiale nella trave di acciaio
ηR_A	=	6231	kN	sforzo di scorrimento effettivo
n°_f	=	153	pioli	n° pioli richiesto su intera luce
n°_{prov}	=	172	pioli	n° pioli predisposto su intera luce

Verifiche della Deformazione a S.L.E. Rara della sezione composta

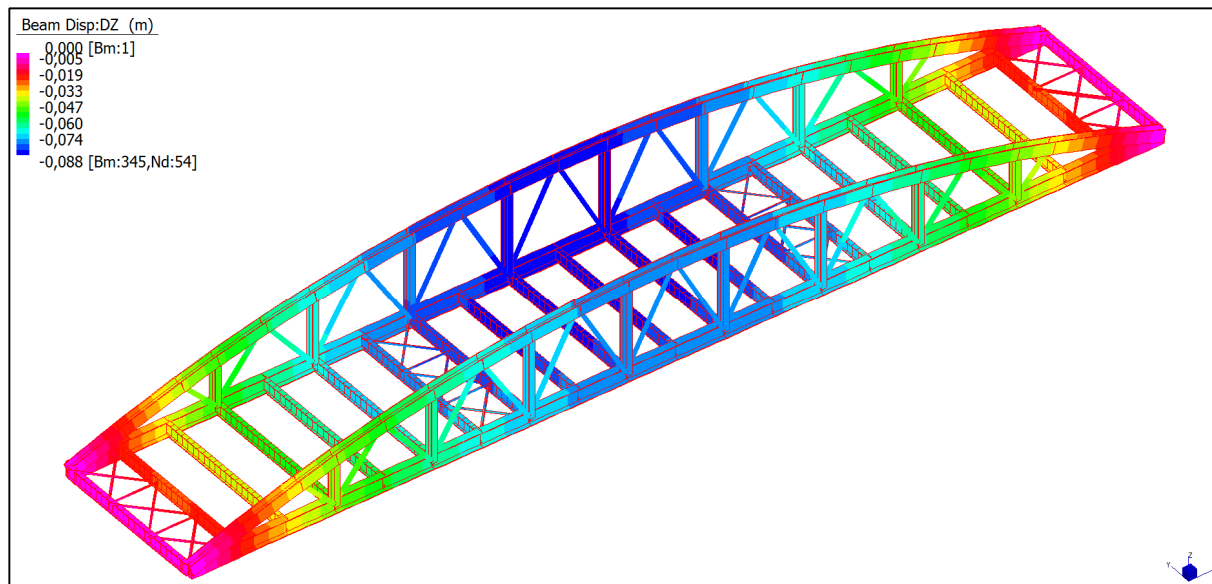
E	=	210000	MPa	modulo elastico acciaio
I_{yy}	=	1,072E+10	mm ⁴	momento Inerzia omogeneizzato all'acciaio con E_{t00}
$f_{2^\circ fase}$	=	8	mm	freccia per carichi permanenti e variabili 2° fase
$f_{1^\circ fase}$	=	4	mm	freccia per carico di peso proprio 1° fase
f	=	12	mm	freccia a lungo termine
L/f	=	926		

Il valore dell'inflexione è compatibile con le esigenze funzionali dell'opera.

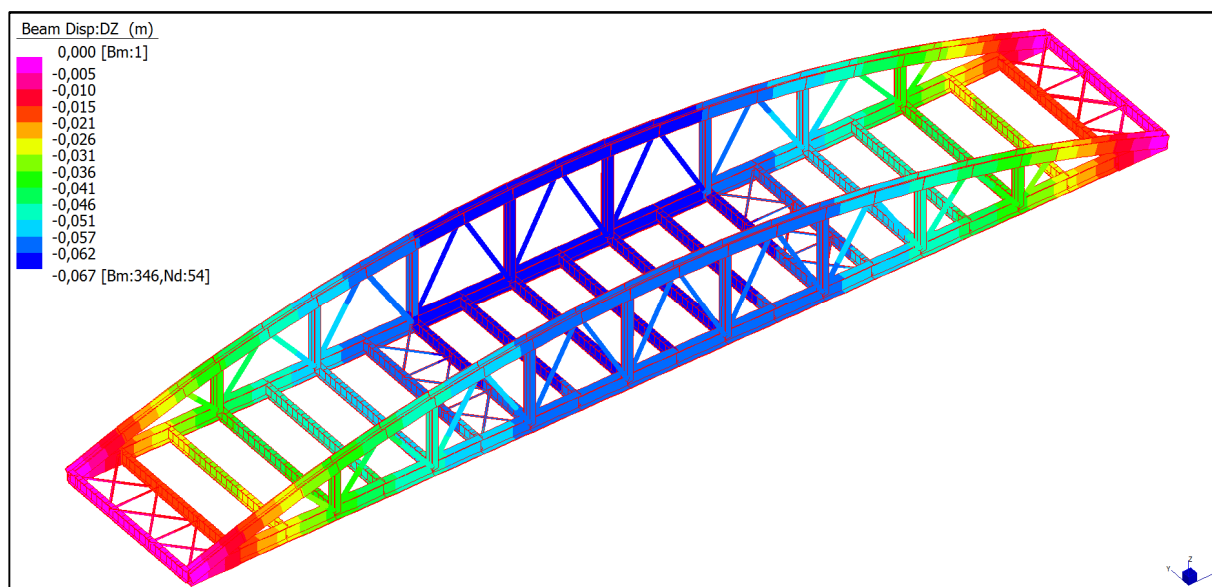
14. VERIFICA DEGLI SPOSTAMENTI

Si riportano nel seguito i risultati relativi agli spostamenti della struttura.

14.1 SPOSTAMENTI VERTICALI

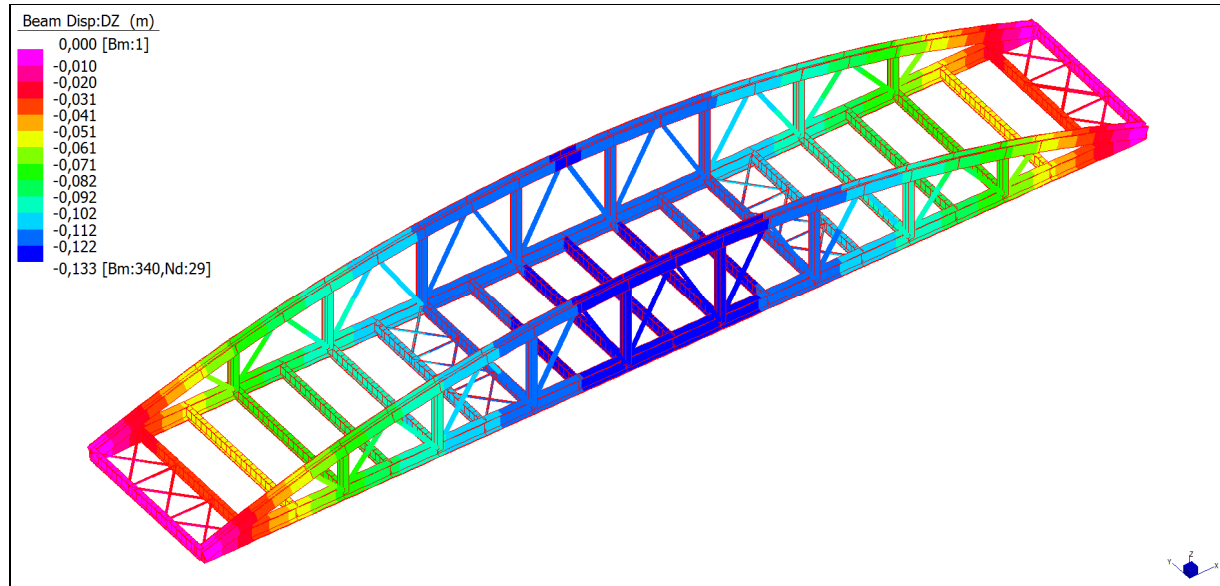


Spostamenti verticali (Peso Proprio) da modello senza soletta collaborante



Spostamenti verticali (Peso Proprio) da modello con soletta collaborante ($E_{c, fess} = 50\% E_{cm}$)

Note de des culées Pont sur le Dora - Relazione di calcolo Ponte sulla Dora



Spostamenti verticali (S.L.E. Rara) da modello con soletta collaborante ($E_{c, fess} = 50\% E_{cm}$)

Il modello che considera la soletta collaborante non tiene conto che essa in prima fase (getto della soletta) costituisce solo un carico senza contribuire alla rigidità flessionale della struttura.

A questo scopo si preleva lo spostamento dovuto al peso proprio dal modello senza soletta e si sottrae a questo la freccia di peso proprio del modello con soletta collaborante.

In questo modo è possibile tenere in conto della maggiore deformabilità della struttura dovuta alle fasi costruttive che si ottiene sommando tale variazione al cedimento totale (S.L.E. Rara) che si registra nel modello con soletta collaborante.

$$d_{z,pp} = 0,088 \text{ m} \quad \text{modello senza soletta collaborante}$$

$$d_{z,pp} = 0,067 \text{ m} \quad \text{modello con soletta collaborante}$$

$$\Delta d_{z,pp} = 0,088 - 0,067 = 0,021 \text{ m}$$

Lo spostamento verticale massimo in mezzeria globale in S.L.E. condizione Rara è pari a:

$$d_z = 0,133 + 0,021 = 0,154 \text{ m}$$

il valore sopra riportato se confrontato con la luce netta del ponte porta al seguente rapporto:

$$L = 66 \text{ m}$$

$$d_z/L = 1/428$$

esso risulta compatibile con la funzionalità dell'opera.

14.2 VERIFICA DI GIUNTI E APPARECCHI D'APPOGGIO

Dal modello f.e.m. sono stati prelevati gli spostamenti in corrispondenza degli appoggi in base ai gradi di libertà offerti dagli apparecchi stessi.

Si riporta lo schema degli appoggi presentato nelle tavole grafiche di questo progetto con indicazioni relative alle caratteristiche nominali in termini di escursioni e carichi massimi:

SCHEMA DISPOSIZIONE APPARECCHI D'APPOGGIO



SPALLA SP1

CARICHI SUGLI APPOGGI: AZIONI CARATTERISTICHE KN

UL					M				
N	Htr	Hlg	dl(tr) mm	dl(lg) mm	N	Htr	Hlg	dl(tr) mm	dl(lg) mm
6000	2400	-	-	140	6000	-	-	20	140

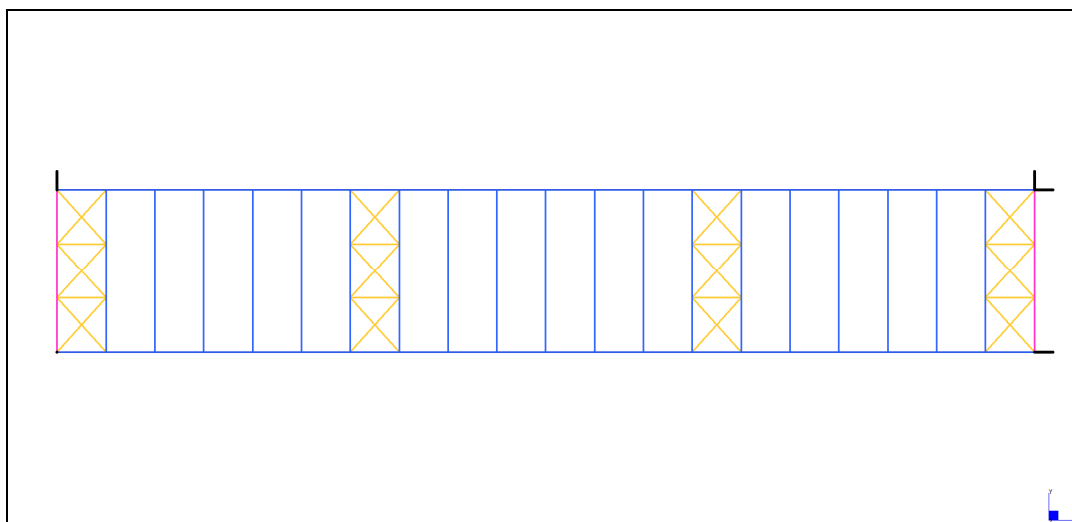
SPALLA SP2

CARICHI SUGLI APPOGGI: AZIONI CARATTERISTICHE KN

F					UT				
N	Htr	Hlg	dl(tr) mm	dl(lg) mm	N	Htr	Hlg	dl(tr) mm	dl(lg) mm
6000	2800	7100	-	-	6000	-	7100	20	-

I valori di spostamento di seguito riportati devono intendersi in segno assoluto, in quanto si possono sviluppare nei due versi della data direzione.

A questo scopo i giunti e gli apparecchi di appoggio sono dimensionati in modo da consentire il doppio dello spostamento massimo registrato. Nelle condizioni di carico si è tenuto conto della maggiorazione del carico termico (indicata nel paragrafo relativo ai carichi) per far fronte a tale verifica.



Vista in pianta con indicazione dei vincoli alla traslazione orizzontale

Si confrontano i valori desunti dal modello con le caratteristiche nominali degli apparecchi in termini di spostamento e carico.

Spostamenti in S.L.E. Rara

Spalla SP1: $d_X(UL) = 0.064 \times 2 = 0.128 \text{ m}$ $< d_L(lg) = 0.140 \text{ m}$

$d_X(M) = 0.065 \times 2 = 0.130 \text{ m}$ $< d_L(lg) = 0.140 \text{ m}$

$d_Y(M) = 0.006 \times 2 = 0.012 \text{ m}$ $< d_L(tr) = 0.020 \text{ m}$

Spalla SP2: $d_Y(UT) = 0.006 \times 2 = 0.012 \text{ m}$ $< d_L(tr) = 0.020 \text{ m}$

Spostamenti in S.L.V. Sismico

Spalla SP1: $d_X(UL) = (0.017 + 0.040) \times 2 = 0.114 \text{ m}$ $< d_L(lg) = 0.140 \text{ m}$

$d_X(M) = (0.018 + 0.040) \times 2 = 0.116 \text{ m}$ $< d_L(lg) = 0.140 \text{ m}$

$d_Y(M) = 0.001 \times 2 = 0.002 \text{ m}$ $< d_L(tr) = 0.020 \text{ m}$

Spalla SP2: $d_Y(UT) = 0.001 \text{ m}$ $< d_L(tr) = 0.020 \text{ m}$

L'escursione del giunto di dilatazione pari a $\pm 0.070 \text{ m}$ risulta compatibile con le traslazioni sopra riportate.

Note de des culées Pont sur le Dora - Relazione di calcolo Ponte sulla Dora

Azioni su appoggi in S.L.U. + S.L.V.

Spalla SP1:	$F_Y(UL) = 2387 \text{ kN}$	$< H_{it} = 2400 \text{ kN}$
	$F_Z(UL) = 5227 \text{ kN}$	$< N = 6000 \text{ kN}$
	$F_Z(M) = 5398 \text{ kN}$	$< N = 6000 \text{ kN}$
Spalla SP2:	$F_X(F) = 7068 \text{ kN}$	$< H_{ig} = 7100 \text{ kN}$
	$F_Y(F) = 2795 \text{ kN}$	$< H_{it} = 2800 \text{ kN}$
	$F_Z(F) = 5164 \text{ kN}$	$< N = 6000 \text{ kN}$
	$F_X(UT) = 7031 \text{ kN}$	$< H_{ig} = 7100 \text{ kN}$
	$F_Z(UT) = 5488 \text{ kN}$	$< N = 6000 \text{ kN}$

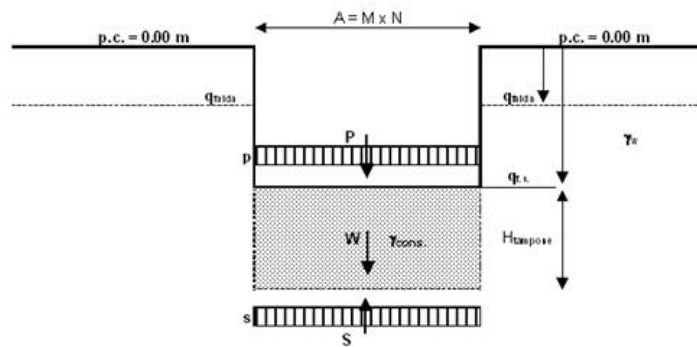
Le caratteristiche degli appoggi risultano coerenti con le azioni applicate.

15. OPERE PROVVISORIALI

Si verifica il tampone di fondo realizzato con miscele cementizie ed integrative di spessore di circa 3,50 m. A favore di sicurezza escludiamo qualsiasi altro carico sia permanente che accidentale oltre al peso proprio del tampone.

Dall'analisi ne consegue un coefficiente di sicurezza al sollevamento, con falda avente tempo di ritorno 50 anni, pari a $F_s = 1,21 > 1$.

TAMPONE DI FONDO



*** VERIFICA FALDA TR 50***

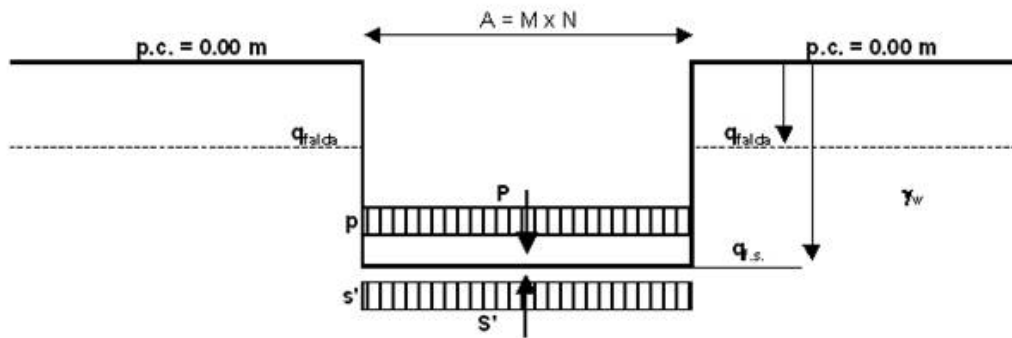
γ_w	10,0	kN/m ³	peso specifico acqua
$\gamma_{consol.}$	22,0	kN/m ³	peso specifico del materiale di consolidamento
q falda	-1,30	m	quota della falda dal p.c.
q.f.s.	-3,00	m	quota del fondo scavo da p.c.; deve essere q.f.s. > q falda
P	0,00	kN	carico presente
M	16,85	m	dimensione maggiore della fondazione
N	8,00	m	dimensione minore della fondazione
A	134,8	m ²	area della fondazione
p	0,00	kN/m ²	carico distribuito presente sull'area della fondazione (P/A)
H_tampone	3,50	m	spessore del tampone di fondo
W	10379,6	kN	peso del tampone di fondo
s	52,0	kN/m ²	spinta idrostatica distribuita sull'area della fondazione
S	7009,6	kN	spinta idrostatica
γ_f	0,9		da applicare all'azione favorevole
γ_f	1,1		da applicare all'azione sfavorevole
F_s	1,21		coefficiente di sicurezza [(P+W)*0,9/S*1,1]

VERIFICATO $F_s > 1$

Note de des culées Pont sur le Dora - Relazione di calcolo Ponte sulla Dora

Si dimostra inoltre che nel momento in cui viene gettata solo la fondazione della spalla, il peso è in grado contrastare il sollevamento dovuto dalla spinta idraulica con TR 200, nel momento in cui il tampone di fondo dovesse perdere efficacia.

SOLLEVAMENTO



*** VERIFICA ***

γ_w	<input type="text" value="10,0"/>	kN/m ³	peso specifico acqua
q_falda	<input type="text" value="0,00"/>	m	quota della falda dal p.c.
q.f.s.	<input type="text" value="-3,00"/>	m	quota del fondo scavo da p.c.; deve essere q.f.s. > q_falda
P	<input type="text" value="50,0"/>	kN	carico presente solo della fondzione
M	<input type="text" value="1,00"/>	m	dimensione maggiore della fondazione
N	<input type="text" value="1,00"/>	m	dimensione minore della fondazione
A	<input type="text" value="1,00"/>	m ²	area della fondazione
p	<input type="text" value="50,0"/>	kN/m ²	carico distribuito presente sull'area della fondazione (P/A)
s'	<input type="text" value="30,0"/>	kN/m ²	spinta idrostatica distribuita sull'area della fondazione
S'	<input type="text" value="30,0"/>	kN	spinta idrostatica (s' x A)
γ_{g1}	<input type="text" value="0,9"/>		da applicare all'azione favorevole
γ_{g1}	<input type="text" value="1,1"/>		da applicare all'azione sfavorevole
F _s	<input type="text" value="1,36"/>		coefficiente di sicurezza [P*0,9/S*1,1]

VERIFICATO F_s > 1