AMMINISTRAZIONE PROVINCIALE DELL'AQUILA

SETTORE VIABILITA'

Lavori di risanamento ed adeguamento funzionale del "Ponte Rasarolo" lungo la S.R. n.615 di "Monteluco" nel comune dell'Aquila.
Servizi Professionali per l'aggiornamento della Progettazione di Fattibilità Tecnico Economica

PROGETTO FATTIBILITÀ TECNICA ECONOMICA

PROGETTAZIONE:

its Engineering Company

Ing. MICHELE TITTON
Ing. GIOVANNI TECCHIO
Ing. TINDARO MASCALI
Ing. MARIO NICOTRA
Ing. SANTI CERRITO

ELABORATO:

PROGETTO STRUTTURALE

RELAZIONE DI CALCOLO E SUI MATERIALI

IL PROGETTISTA:
Ing. Michele Titton

ORDINE INGEGNERI PROVINCIA DI TREVISO
W 3082
Dott. Ing. MICHELE TITTON

RESP. UNICO DEL PROGETTO:
Arch. Wanda Ilinca Paolini

CODICE PROGETTO	NOME FILE 260003-PFTE-STR-RE-01_0_Relazione di calcolo e sui materiali	REVISIONE	SCALA
ID PPM F17H20004100004	CODICE ELAB. 260003-PFTE-STR-RE-01	0	

REV.	DESCRIZIONE	REDATTO	VERIFICATO	APPROVATO	DATA
0	PRIMA EMISSIONE	MNC	GTC	MTT	12.06.2026

Il presente disegno è di proprietà esclusiva e non può essere riprodotto né consegnato a terzi senza autorizzazione scritta, ex art. 99 Legge 22-4-1941 n.633

Indice

1 PREMESSA 6

2 NORMATIVA DI RIFERIMENTO 8

3 CARATTERISTICHE DEI MATERIALI 9

3.1 CALCESTRUZZO PER IMPALCATO CORDOLI E PULVINI 9
3.2 CALCESTRUZZO PER BAGGIOLI 9
3.3 BOIACCA PER MICROPALI 9
3.4 ACCIAIO ORDINARIO PER ARMATURE 9
3.5 ACCIAIO PER CARPENTERIA E PIOLI 10

4 DURABILITÀ DELLE STRUTTURE 11

4.1 CALCESTRUZZO SOLETTA 11
4.2 CALCESTRUZZO DEL CORDOLO 13
4.3 CALCESTRUZZO DEI PULVINI E DELLE SPALLA 15
4.4 RIEPILOGO DELLE CARATTERISTICHE DEL CALCESTRUZZO 17
4.5 CLASSE DI ESECUZIONE DELLE STRUTTURE 17
4.5.1 Classe di conseguenze 17
4.5.2 Categoria di servizio e di produzione 18
4.5.3 Determinazione della classe di esecuzione 18

5 ANALISI STRUTTURALE 20

5.1 SOFTWARE DI CALCOLO 20
5.2 MODELLO DI CALCOLO 20
5.3 LARGHEZZE EFFICACI SEZIONI COMPOSTE 23
5.4 CARATTERISTICHE GEOMETRICHE DELLE TRAVI 25
5.5 MODELLAZIONE APPOGGI 25
5.6 COSTRUZIONE PER FASI 27

6 ANALISI DEI CARICHI 27

6.1 PESO PROPRIO 27
6.2 PERMANENTI PORTATI 27
6.3 EFFETTI VISCOSITÀ E RITIRO 27
6.4 AZIONI VARIABILI DA TRAFFICO 29
6.4.1 Carichi verticali da traffico 29
6.4.2 Carichi verticali da traffico per le verifiche a fatica 31
6.5 FRENATURA 32
6.6 CENTRIFUGA 33
6.7 VARIAZIONI TERMICHE 33
6.7.1 Variazioni uniformi della temperatura 33
6.7.2 Variazione termica differenziale 34

6.8 AZIONE DEL VENTO 34
6.8.1 Calcolo della pressione cinetica di picco del vento 35
6.8.2 Azione del vento sull'impalcato 36
6.9 AZIONE SISMICA 38

7 COMBINAZIONE DELLE AZIONI 42

8 SOLLECITAZIONI DI CALCOLO 44
8.1 ANALISI STATICA 44
8.2 ANALISI SISMICA 48

9 VERIFICA DELLE TRAVI LONGITUDINALI 50
9.1 VERIFICA SLU PER PRESSOFLESSIONE 50
9.1.1 Sezione Tipo 1 – Elemento 1807 nodo I 51
- MEMBER INFORMATION 51
9.1.2 Sezione tipo 2 – Elemento 1626 nodo I 53
- MEMBER INFORMATION 53
- MOMENT CAPACITY (Y-DIR., NEGATIVE) 54
9.2 VERIFICA SLU PER TAGLIO 54

10 VERIFICA DELLE CONESSIONI A TAGLIO CON PIOLI 55
10.1 RESISTENZA CONNETTORI 55
10.2 VERIFICHE SLU 56
10.3 VERIFICHE SLE 57

11 VERIFICHE A FATICA 58
11.1 DETTAGLI A FATICA 59
11.1.1 Travi longitudinali 59
11.1.2 Pioli 60
11.2 ESITI VERIFICHE 60
11.2.1 Trave principale 60
11.2.2 Pioli 62

12 VERIFICHE TRAVERSI 63

13 VERIFICA DI DEFORMABILITÀ 64

14 VERIFICHE DELLA SOLETTA 66
14.1 VERIFICHE DELLE LASTRE TRALICCIATE METALLICHE 66
14.1.1 Verifica della sezione C-C' 67
14.1.2 Verifica della sezione D-D' 71
14.1.3 Verifica della sezione E-E' fase 1 74
14.1.4 Verifica della sezione E-E' fase 2 79
14.1.5 Verifica della sezione B-B' fase 2 82
14.2 ANALISI TRASVERSALE DELLA SOLETTA 86

14.2.1 Verifiche allo SLU 90
14.2.2 Verifiche SLE 94
14.2.3 Verifiche di urto da veicolo 101
14.3 VERIFICA A TENSO-FLESSIONE DELLA SOLETTA 104

15 OPERE PROVVISIONALI IN FASE DI DEMOLIZIONE DELLA SOLETTA 107
15.1 MODELLO DI CALCOLO 107
15.2 SOLLECITAZIONI DI CALCOLO 109
15.3 VERIFICHE DI SICUREZZA 109
15.3.1 Verifiche sulle sezioni 109
15.3.2 Verifiche sul sistema di connessione all'arco 111

16 VERIFICA APPOGGI E GIUNTI 118
16.1 REAZIONI APPOGGI 118
16.2 SPOSTAMENTO APPOGGI 119
16.3 GIUNTI 119

17 VERIFICA PULVINI 120

18 VERIFICA DEL SISTEMA FONDAZIONALE 122
18.1 MODELLO GEOLOGICO-GEOTECNICO 122
18.2 INTERVENTI DI CONSOLIDAZIONE 125
18.2.1 Descrizione intervento 125
18.2.2 Tecnologia di intervento 125
18.2.3 Fattibilità dell'intervento 126
18.2.4 Schema delle iniezioni e stima dei quantitativi 126
18.2.5 Conclusioni 126
18.3 VERIFICHE MICROPALI 127
18.3.1 Geometria 127
18.3.2 Scarichi impalcato 130
18.3.3 Calcolo sollecitazioni micropali 132
18.3.4 Verifiche geotecniche e strutturali 135

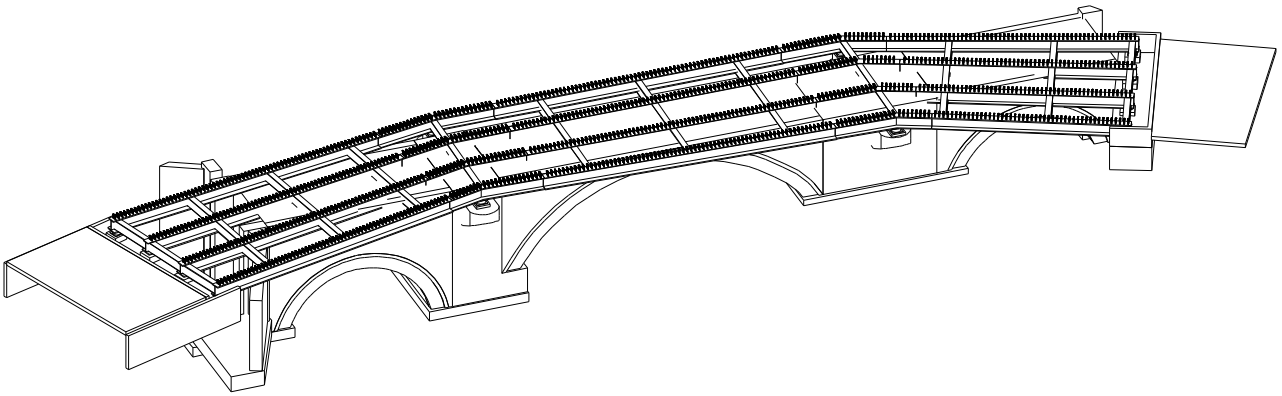
19 VERIFICHE SUL SISTEMA VOLTATO 163
19.1 CARATTERIZZAZIONE DEI MATERIALI 163
19.1.1 Livello di conoscenza 163
19.1.2 Muratura 164
19.1.3 Calcestruzzo 164
19.2 METODOLOGIE DI ANALISI 165
19.2.1 Coefficiente di sicurezza 169
19.3 VERIFICHE DELLA CAMPATA LATO PIANOLA 170
19.3.1 Carichi applicati alla struttura 170
19.3.2 Verifiche sull'arcata 170
19.4 VERIFICHE DELLA CAMPATA CENTRALE 186
19.4.1 Carichi applicati alla struttura 186

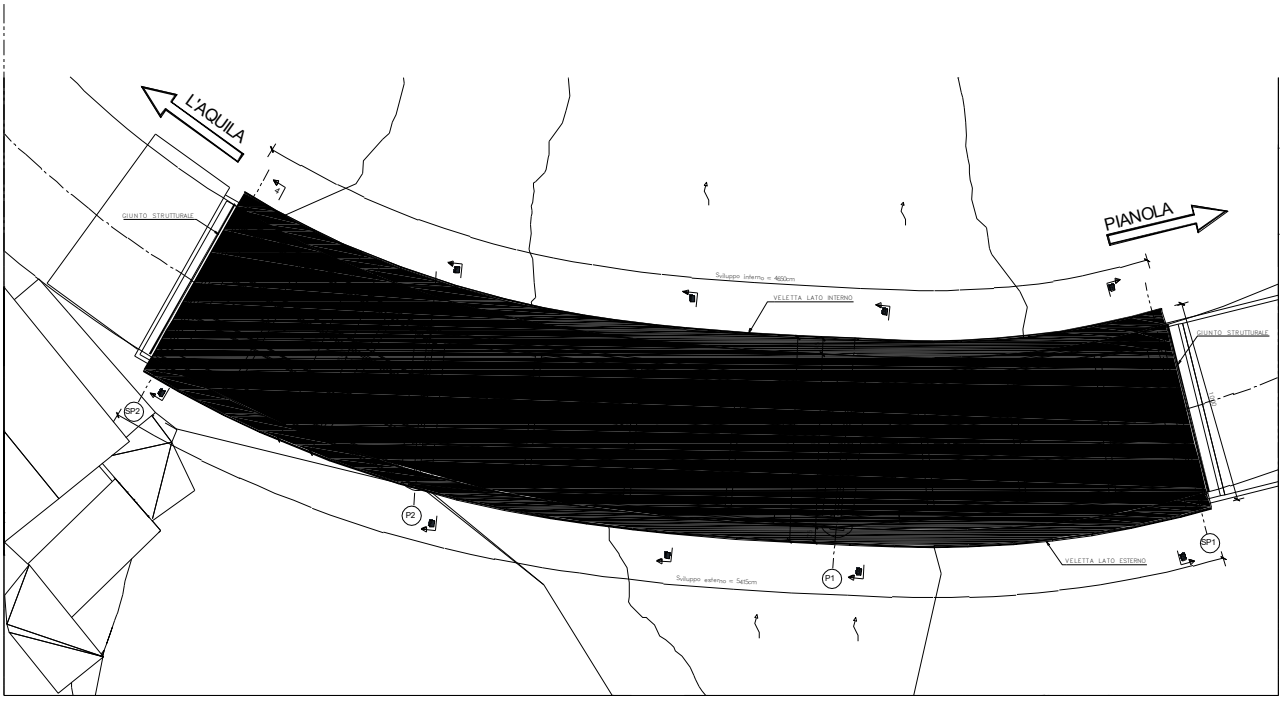
19.4.2 Verifiche sull'arcata 186
19.5 VERIFICHE DELLA CAMPATA LATO L'AQUILA 200
19.5.1 Carichi applicati alla struttura 200
19.5.2 Verifiche sull'arcata 200
19.6 RIEPILOGO DEL COMPORTAMENTO SISMICO DELLA STRUTTURA VOLTATA 215

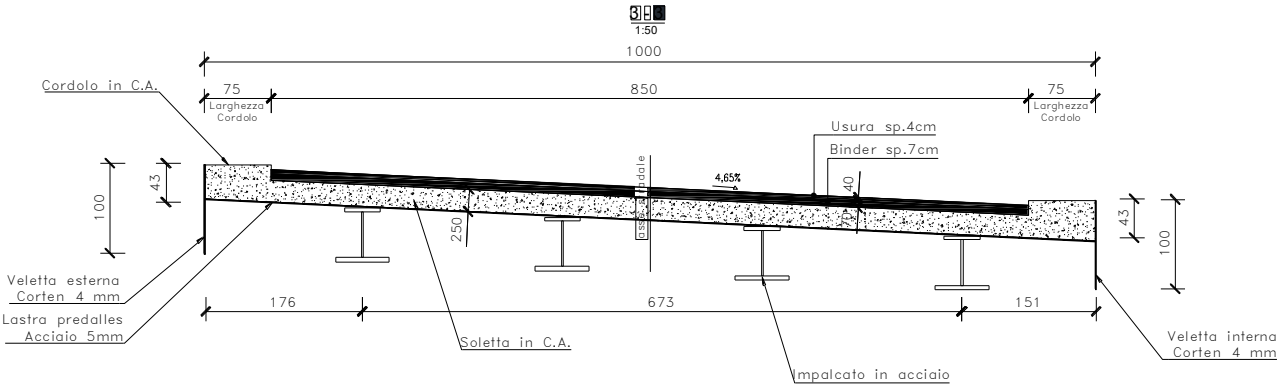
1 PREMESSA

L'Amministrazione provinciale dell'Aquila (Settore Viabilità) ha affidato alla scrivente Società di Ingegneria ITS Srl, con determina n.609 del 19.12.2025, l'incarico per l'aggiornamento della *Progettazione di Fattibilità Tecnica ed Economica* relativamente ai lavori di "LAVORI DI RISANAMENTO ED ADEGUAMENTO FUNZIONALE DEL "PONTE RASAROLO" LUNGO LA S.R. 615 DI MONTELUCO" - CIG 9 B9AD8DCDAC - CUP F17H20004100004.

La presente relazione ha per oggetto il calcolo del nuovo ponte a n.3 campate in sezione mista acciaio-cls. L'impalcato metallico è costituito da n.4 travi metalliche saldate a doppio T, sormontate da una soletta in c.a. di spessore complessivo 25 cm e larghezza complessiva di 10m, resa collaborante con le travi mediante connettori a piolo saldati sulla piattabanda superiore. Il getto della soletta sarà eseguito su lastre predalles metalliche autoportanti di spessore 5 mm, in appoggio sulle travi metalliche. Trasversalmente le travi principali sono poi collegate attraverso diaframmi metallici, costituiti da profili HEA 500.






3
1:50
1000
75
Larghezza Cordolo
850
75
Larghezza Cordolo
Cordolo in C.A.
Usura sp.4cm
Binder sp.7cm
4,65%
asse stradale
100
43
250
40
43
100
Veletta esterna Corten 4 mm
Lastra predalles Acciaio 5mm
176
673
151
Soletta in C.A.
Impalcato in acciaio
Veletta interna Corten 4 mm

2 NORMATIVA DI RIFERIMENTO

I calcoli sviluppati nel seguito sono stati svolti secondo le Norme Tecniche sulle Costruzioni del 17/01/2018. Nel seguito si riporta tutto il quadro normativo di riferimento vigente, concernente materiali, carichi, metodi e prescrizioni specifiche, ovvero:

1. D.M. 17/01/2018 – Aggiornamento Norme tecniche per le costruzioni;
2. Circolare 21 gennaio 2019 n.7 - Istruzioni per l'applicazione dell'aggiornamento delle Norme tecniche per le costruzioni, di cui al DM 17/01/2018;
3. D.M. 14/01/2008 – Norme tecniche per le costruzioni;
4. Eurocodice 1 – UNI EN 1991-1-5:2004 – Azioni sulle strutture – Parte 1-5: Azioni in generale – Azioni termiche;
5. Eurocodice 2 – UNI EN 1992-1-1:2005 – Progettazione delle strutture in calcestruzzo – Parte 1-1: Regole generali e regole per gli edifici;
6. Eurocodice 3 – UNI EN 1993-1-1:2005 – Progettazione delle strutture di acciaio – Parte 1-1: Regole generali e regole per gli edifici;
7. Eurocodice 3 – UNI EN 1993-1-5:2007 – Progettazione delle strutture di acciaio – Parte 1-5: Elementi strutturali a lastra;
8. Eurocodice 3 – UNI EN 1993-2:2007 – Progettazione delle strutture di acciaio – Parte 2: Ponti di acciaio;
9. Eurocodice 4 – UNI EN 1994-2:2005 – Progettazione delle strutture composte acciaio-calcestruzzo – Parte 2: Regole generali e regole per i ponti;
10. Eurocodice 8 – UNI EN 1998-2:2009 – Progettazione delle strutture per la resistenza sismica – Parte 2: Ponti;
11. UNI EN 10025-5:2005 - Prodotti laminati a caldo di acciai per impieghi strutturali – Parte 5: Condizioni tecniche di fornitura di acciai per impieghi strutturali con resistenza migliorata alla corrosione atmosferica.
12. CNR-DT207-R1 2018 – Istruzioni per la valutazione delle azioni e degli effetti del vento sulle costruzioni

Nella presente relazione il D.M. 17/01/2018 viene chiamato con la sigla NTC2018, mentre gli Eurocodici con l'abbreviazione EC seguita dal numero e dalla parte relativa considerata.

3 CARATTERISTICHE DEI MATERIALI

3.1 *CALCESTRUZZO PER IMPALCATO CORDOLI E PULVINI*

Denominazione		C35/45	
resistenza a compressione cubica caratteristica	R_{ck}	45.00	MPa
resistenza a compressione cilindrica (0.83 Rck)	f_{ck}	35.00	MPa
resistenza a trazione media	f_{ctm}	3.20	MPa
modulo elastico	E_{cm}	34.07	GPa
coefficiente di sicurezza parziale	$\gamma_{m,c}$	1.50	GPa
resistenza a compressione cilindrica di calcolo	f_{cd}	19.83	MPa

3.2 *CALCESTRUZZO PER BAGGIOLI*

Denominazione		C35/45	
resistenza a compressione cubica caratteristica	R_{ck}	45.00	MPa
resistenza a compressione cilindrica (0.83 Rck)	f_{ck}	35.00	MPa
resistenza a trazione media	f_{ctm}	3.20	MPa
modulo elastico	E_{cm}	34.07	GPa
coefficiente di sicurezza parziale	$\gamma_{m,c}$	1.50	GPa
resistenza a compressione cilindrica di calcolo	f_{cd}	19.83	MPa

3.3 *BOIACCA PER MICROPALI*

Denominazione		C25/30	
resistenza a compressione cubica caratteristica	R_{ck}	30.00	MPa
resistenza a compressione cilindrica (0.83 Rck)	f_{ck}	25.00	MPa
resistenza a trazione media	f_{ctm}	2.56	MPa
modulo elastico	E_{cm}	31.47	GPa
coefficiente di sicurezza parziale	$\gamma_{m,c}$	1.50	GPa
resistenza a compressione cilindrica di calcolo	f_{cd}	14.16	MPa

3.4 *ACCIAIO ORDINARIO PER ARMATURE*

Denominazione		B 450C	
resistenza a trazione caratteristica	f_{tk}	540	MPa
tensione di snervamento caratteristica	f_{yk}	450	MPa
allungamento uniforme al carico massimo	ε_{uk}	> 70	‰
rapporto tra resistenza e tensione di snervamento	$1.15 < (f_t / f_y)_k < 1.35$		
modulo elastico	Es	200	GPa
coefficiente di sicurezza parziale	γs	1.15	
tensione di snervamento di calcolo	f_{yd}	391	MPa

deformazione di snervamento di calcolo	ε_{syd}	1.96	‰
deformazione limite allo SLU ε_{ud} = 0.90 ε_{uk}	ε_{ud}	63	‰

3.5 *ACCIAIO PER CARPENTERIA E PIOLI*

Per spessori t ≤ 40 mm			
Denominazione		S355	
Classe di resilienza	J2W+N		
resistenza a trazione caratteristica	f_{tk}	510	MPa
tensione di snervamento caratteristica	f_{yk}	355	MPa
modulo elastico	E_s	206	GPa
coefficiente di sicurezza parziale	γ_s	1.05	
tensione di snervamento di calcolo	f_{yd}	338	MPa
Per spessori t > 40 mm			
Denominazione		S355	
Classe di resilienza	K2W+N		
resistenza a trazione caratteristica	f_{tk}	470	MPa
tensione di snervamento caratteristica	f_{yk}	335	MPa
modulo elastico	E_s	206	GPa
coefficiente di sicurezza parziale	γ_s	1.05	
tensione di snervamento di calcolo	f_{yd}	319	Mpa

4 DURABILITÀ DELLE STRUTTURE

Al fine di garantire una efficace durabilità delle strutture, è stato dimensionato un adeguato copriferro. Questo è stato calcolato secondo le prescrizioni riportate nella norma UNI 11104. Dalle categorie di esposizione ambientale riportate dalla norma prima citata, gli elementi in oggetto di progettazione possono essere classificati:

4.1 *CALCESTRUZZO SOLETTA*

Si mostrano le classi di esposizione del calcestruzzo della soletta:

Denominazione della Classe	Descrizione dell'ambiente	Esempi informativi di situazioni a cui possono applicarsi le classi di esposizione
1 Assenza di rischio di corrosione o attacco		
XO	Per calcestruzzo privo di armatura o inserti metallici: tutte le esposizioni eccetto dove c'è gelo e disgelo, o attacco chimico. Calcestruzzi con armatura o inserti metallici: in ambiente molto asciutto.	Interno di edifici con umidità relativa molto bassa. Calcestruzzo non armato all'interno di edifici. Calcestruzzo non armato immerso in suolo non agressivo o in acqua non aggressiva. Calcestruzzo non armato soggetto a cicli di bagnato asciutto ma non soggetto ad abrasione, gelo o attacco chimico.
2 Corrosione indotta da carbonatazione Nota - Le condizioni di umidità si riferiscono a quelle presenti nel copriferro o nel ricoprimento di inserti metallici, ma in molti casi si può considerare che tali condizioni riflettano quelle dell'ambiente circostante. In questi casi la classificazione dell'ambiente circostante può essere adeguata. Questo può non essere il caso se c'è una barriera fra il calcestruzzo e il suo ambiente.		
XC1	Asciutto o permanentemente bagnato	Interni di edifici con umidità relativa bassa. Calcestruzzo armato ordinario o precompresso con le superfici all'interno di strutture con eccezione delle parti esposte a condensa, o immersa in acqua.
XC2	Bagnato, raramente asciutto	Parti di strutture di contenimento liquidi, fondazioni. Calcestruzzo armato ordinario o precompresso prevalentemente immerso in acqua o terreno non aggressivo.
XC3	Umidità moderata	Calcestruzzo armato ordinario o precompresso in esterni con superfici esterne riparate dalla pioggia, o in interni con umidità da moderata ad alta.
XC4	Ciclicamente asciutto e bagnato	Calcestruzzo armato ordinario o precompresso in estrerni con superfici soggette a alternanze di asciutto ed umido. Calcestruzzo a vista in ambienti urbani. Superfici a contatto con l'acqua non compresa nella classe XC2.
3 Corrosione indotta da cloruri esclusi quelli provenienti dall'acqua di mare		
XD1	Umidità moderata	Calcestruzzo armato ordinario o precompresso in superfici o parti di ponti e viadotti esposti a spruzzi d'acqua contenenti cloruri.
XD2	Bagnato, raramente asciutto	Calcestruzzo armato ordinario o precompresso in elementi strutturali totalmente immersi in acqua anche industriale contenente cloruri (piscine).
XD3	Ciclicamente asciutto e bagnato	Calcestruzzo armato ordinario o precompresso, di elementi strutturali direttamente soggetti agli agenti disgelanti o agli spruzzi contenti agenti disgelanti. Calcestruzzo armato ordinario o precompresso, elementi con una superfice immersa in acqua contente cloruri e l'altra esposta all'aria. Parti di ponti, pavimentazioni e parcheggi per auto.

Denominazione della Classe	Descrizione dell'ambiente	Esempi informativi di situazioni a cui possono applicarsi le classi di esposizione
4 Corrosione indotta da cloruri presenti nell'acqua di mare		
XS1	Esposto alla salsedine marina ma non direttamente in contatto con l'acqua di mare	Calcestruzzo armato ordinario o precompresso con elementi strutturali sulle coste o in prossimità.
XS2	Permanentemente sommerso.	Calcestruzzo armato ordinario o precompresso di strutture marine completamente immerse in acqua.
XS3	Zone esposte agli spruzzi oppure alla marea.	Calcestruzzo armato ordinario o precompresso con elementi strutturali esposti alla battigia o alle zone soggette agli spruzzi ed onde del mare.
5 Attacco di cicli gelo/disgelo con o senza disgelanti *)		
XF1	Moderata saturazione d'acqua, in assenza di agente disgelante	Superfici verticali di calcestruzzo con facciate e colonne esposte alla pioggia ed al gelo Superfici non verticali e non soggette alla completa saturazione ma esposte al gelo alla pioggia o all'acqua.
XF2	Moderata saturazione d'acqua in presenza di agente disgelante	Elementi come parti di ponti che in altro modo sarebbero classificati come XF1 ma che sono esposti direttamente o indirettamente agli agenti disgelanti.
XF3	Elevata saturazione d'acqua in assenza di agente disgelante	Superfici orizzontali in edifici dove l'acqua può accumularsi e che possono essere soggetto ai fenomeni di gelo, elementi soggetti a frequenti bagnature ed esposti al gelo.
XF4	Elevata saturazione d'acqua in presenza di agente antigelo oppure acqua di mare	Superfici orizzontali quali strade o pavimentazioni esposte al gelo ed ai sali disgelanti in modo diretto o indiretto, elementi esposti al gelo e soggetti a frequenti bagnature in presenza di agenti disgelanti o di acqua di mare.
6 Attacco chimico **)		
XA1	Ambiente chimicamente debolmente aggressivo secondo il prospetto 2 della UNI EN 206-1	Contenitori di fanghi e vasche di decantazione. Contenitori e vasche per acque reflue.
XA2	Ambiente chimicamente moderatamente aggressivo secondo il prospetto 2 della UNI EN 206-1	Elementi strutturali o pareti a contatto di terreni aggressivi.
XA3	Ambiente chimicamente fortemente aggressivo secondo il prospetto 2 della UNI EN 206-1	Elementi strutturali o pareti a contatto di acque industriali fortemente aggressive. Contenitori di foraggi, mangimi e liquami provenienti dall'allevamento animale. Torri di raffreddamento di fumi e gas di scarichi industriali.

*) Il grado di saturazione della seconda colonna riflette la relativa frequenza con cui si verifica il gelo in condizioni di saturazione:
- moderato: occasionalmente gelato in condizioni di saturazione
- elevato: alta frequenza di gelo in condizioni di saturazione.

**) Da parte di acque del terreno e acque fluenti.

Le prescrizioni minime per la resistenza del calcestruzzo da utilizzare per la soletta sono le seguenti:

FIGURA 2.2

	Classi di esposizione																
	Nessun rischio di corrosione dell'armatura	Corrosione delle armature indotta dalla carbonatazione				Corrosione delle armature indotta da cloruri						Attacco da cicli di gelo/disgelo				Ambiente aggressivo per attacco chimico		
						Acqua di mare			Cloruri provenienti da altre fonti									
	X0	XC1	XC2	XC3	XC4	XS1	XS2	XS3	XD1	XD2	XD3	XF1	XF2	XF3	XF4	XA1	XA2	XA3
Massimo rapporto a/c	-	0,60		0,55	0,50	0,50	0,45		0,55	0,50	0,45	0,50	0,50		0,45	0,55	0,50	0,45
Minima classe di resistenza*)	C12/15	C25/30		C28/35	C32/40	C32/40	C35/45		C28/35	C32/40	C35/45	C32/40	C25/30		C28/35	C28/35	C32/40	C35/45
Minimo contenuto di cemento (kg/m³)	-	300		320	340	340	360		320	340	360	320	340		360	320	340	360
Contenuto minimo in aria (%)													3,0[a]					
Altri requisiti												Aggregati conformi alla UNI EN 12620 di adeguata resistenza al gelo/disgelo				È richiesto l'impiego di cementi resistenti ai solfati[b]		

*) Nel prospetto 7 della UNI EN 206-1 viene riportata la classe C8/10 che corrisponde a specifici calcestruzzi destinati a sottofondazioni e ricoprimenti. Per tale classe dovrebbero essere definite le perscrizioni di durabilità nei riguardi di acque o terreni aggressivi.

a) Quando il calcestruzzo non contiene aria aggiunta, le sue prestazioni devono essere verificate rispetto ad un calcestruzzo aerato per il quale è provata la resistenza al gelo/disgelo, da determinarsi secondo UNI 7087, per la relativa classe di esposizione.

b) Qualora la presenza di solfati comporti le classi di esposizione XA2 e XA3 è essenziale utilizzare un cemento resistente ai solfati secondo UNI 9156.

Il calcolo del copriferro viene svolto a partira dalla classe strutturale e dalla classe di esposizione. Per una struttura con vita nominale pari a 50 anni la classe strutturale è pari a S4.

Requisito Ambientale per $c_{min,dur}$ (mm)							
Classe strutturale	Classe di esposizione secondo il prospetto 4.1						
	XO	XC1	XC2 / XC3	XC4	XD1	XD2 / XS1	XD3 / XS2 / XS3
S1	10	10	10	15	20	25	30
S2	10	10	15	20	25	30	35
S3	10	10	20	25	30	35	40
S4	10	15	25	30	35	40	45
S5	15	20	30	35	40	45	50
S6	20	25	35	40	45	50	55

Per gli elementi con forma simili ad una soletta è possibile retrocedere di una classe. Quindi per la soletta il copriferro minimo e pari a 25 mm. A questo va sommata la tolleranza di posa pari a 10 mm. Di conseguenza il copriferro sono pari a:

$$C=25\ mm + 10\ mm = 35\ mm$$

4.2 *CALCESTRUZZO DEL CORDOLO*

Si mostrano le classi di esposizione del calcestruzzo del cordolo:

Denominazione della Classe	Descrizione dell'ambiente	Esempi informativi di situazioni a cui possono applicarsi le classi di esposizione
1 Assenza di rischio di corrosione o attacco		
XO	Per calcestruzzo privo di armatura o inserti metallici: tutte le esposizioni eccetto dove c'è gelo e disgelo, o attacco chimico. Calcestruzzi con armatura o inserti metallici: in ambiente molto asciutto.	Interno di edifici con umidità relativa molto bassa. Calcestruzzo non armato all'interno di edifici. Calcestruzzo non armato immerso in suolo non agressivo o in acqua non aggressiva. Calcestruzzo non armato soggetto a cicli di bagnato asciutto ma non soggetto ad abrasione, gelo o attacco chimico.
2 Corrosione indotta da carbonatazione		
Nota - Le condizioni di umidità si riferiscono a quelle presenti nel copriferro o nel ricoprimento di inserti metallici, ma in molti casi si può considerare che tali condizioni riflettano quelle dell'ambiente circostante. In questi casi la classificazione dell'ambiente circostante può essere adeguata. Questo può non essere il caso se c'è una barriera fra il calcestruzzo e il suo ambiente.		
XC1	Asciutto o permanentemente bagnato	Interni di edifici con umidità relativa bassa. Calcestruzzo armato ordinario o precompresso con le superfici all'interno di strutture con eccezione delle parti esposte a condensa, o immersa in acqua.
XC2	Bagnato, raramente asciutto	Parti di strutture di contenimento liquidi, fondazioni. Calcestruzzo armato ordinario o precompresso prevalentemente immerso in acqua o terreno non aggressivo.
XC3	Umidità moderata	Calcestruzzo armato ordinario o precompresso in esterni con superfici esterne riparate dalla pioggia, o in interni con umidità da moderata ad alta.
XC4	Ciclicamente asciutto e bagnato	Calcestruzzo armato ordinario o precompresso in estrerni con superfici soggette a alternanze di asciutto ed umido. Calcestruzzo a vista in ambienti urbani. Superfici a contatto con l'acqua non compresa nella classe XC2.
3 Corrosione indotta da cloruri esclusi quelli provenienti dall'acqua di mare		
XD1	Umidità moderata	Calcestruzzo armato ordinario o precompresso in superfici o parti di ponti e viadotti esposti a spruzzi d'acqua contenenti cloruri.
XD2	Bagnato, raramente asciutto	Calcestruzzo armato ordinario o precompresso in elementi strutturali totalmente immersi in acqua anche industriale contenente cloruri (piscine).
XD3	Ciclicamente asciutto e bagnato	Calcestruzzo armato ordinario o precompresso, di elementi strutturali direttamente soggetti agli agenti disgelanti o agli spruzzi contenti agenti disgelanti. Calcestruzzo armato ordinario o precompresso, elementi con una superfice immersa in acqua contente cloruri e l'altra esposta all'aria. Parti di ponti, pavimentazioni e parcheggi per auto.

Denominazione della Classe	Descrizione dell'ambiente	Esempi informativi di situazioni a cui possono applicarsi le classi di esposizione
4 Corrosione indotta da cloruri presenti nell'acqua di mare		
XS1	Esposto alla salsedine marina ma non direttamente in contatto con l'acqua di mare	Calcestruzzo armato ordinario o precompresso con elementi strutturali sulle coste o in prossimità.
XS2	Permanentemente sommerso.	Calcestruzzo armato ordinario o precompresso di strutture marine completamente immerse in acqua.
XS3	Zone esposte agli spruzzi oppure alla marea.	Calcestruzzo armato ordinario o precompresso con elementi strutturali esposti alla battigia o alle zone soggette agli spruzzi ed onde del mare.
5 Attacco di cicli gelo/disgelo con o senza disgelanti *)		
XF1	Moderata saturazione d'acqua, in assenza di agente disgelante	Superfici verticali di calcestruzzo con facciate e colonne esposte alla pioggia ed al gelo Superfici non verticali e non soggette alla completa saturazione ma esposte al gelo alla pioggia o all'acqua.
XF2	Moderata saturazione d'acqua in presenza di agente disgelante	Elementi come parti di ponti che in altro modo sarebbero classificati come XF1 ma che sono esposti direttamente o indirettamente agli agenti disgelanti.
XF3	Elevata saturazione d'acqua in assenza di agente disgelante	Superfici orizzontali in edifici dove l'acqua può accumularsi e che possono essere soggetto ai fenomeni di gelo, elementi soggetti a frequenti bagnature ed esposti al gelo.
XF4	Elevata saturazione d'acqua in presenza di agente antigelo oppure acqua di mare	Superfici orizzontali quali strade o pavimentazioni esposte al gelo ed ai sali disgelanti in modo diretto o indiretto, elementi esposti al gelo e soggetti a frequenti bagnature in presenza di agenti disgelanti o di acqua di mare.
6 Attacco chimico **)		
XA1	Ambiente chimicamente debolmente aggressivo secondo il prospetto 2 della UNI EN 206-1	Contenitori di fanghi e vasche di decantazione. Contenitori e vasche per acque reflue.
XA2	Ambiente chimicamente moderatamente aggressivo secondo il prospetto 2 della UNI EN 206-1	Elementi strutturali o pareti a contatto di terreni aggressivi.
XA3	Ambiente chimicamente fortemente aggressivo secondo il prospetto 2 della UNI EN 206-1	Elementi strutturali o pareti a contatto di acque industriali fortemente aggressive. Contenitori di foraggi, mangimi e liquami provenienti dall'allevamento animale. Torri di raffreddamento di fumi e gas di scarichi industriali.

*) Il grado di saturazione della seconda colonna riflette la relativa frequenza con cui si verifica il gelo in condizioni di saturazione:
- moderato: occasionalmente gelato in condizioni di saturazione
- elevato: alta frequenza di gelo in condizioni di saturazione.

**) Da parte di acque del terreno e acque fluenti.

Le prescrizioni minime per la resistenza del calcestruzzo da utilizzare per il cordolo sono le seguenti:

FIGURA 2.2

	Classi di esposizione																
	Nessun rischio di corrosione dell'armatura	Corrosione delle armature indotta dalla carbonatazione				Corrosione delle armature indotta da cloruri						Attacco da cicli di gelo/disgelo				Ambiente aggressivo per attacco chimico		
						Acqua di mare			Cloruri provenienti da altre fonti									
	X0	XC1	XC2	XC3	XC4	XS1	XS2	XS3	XD1	XD2	XD3	XF1	XF2	XF3	XF4	XA1	XA2	XA3
Massimo rapporto a/c	-	0,60		0,55	0,50	0,50	0,45		0,55	0,50	0,45	0,50	0,50		0,45	0,55	0,50	0,45
Minima classe di resistenza*)	C12/15	C25/30		C28/35	C32/40	C32/40	C35/45		C28/35	C32/40	C35/45	C32/40	C25/30		C28/35	C28/35	C32/40	C35/45
Minimo contenuto di cemento (kg/m³)	-	300		320	340	340	360		320	340	360	320	340		360	320	340	360
Contenuto minimo in aria (%)													3,0[a]					
Altri requisiti												Aggregati conformi alla UNI EN 12620 di adeguata resistenza al gelo/disgelo				È richiesto l'impiego di cementi resistenti ai solfati[b]		

*) Nel prospetto 7 della UNI EN 206-1 viene riportata la classe C8/10 che corrisponde a specifici calcestruzzi destinati a sottofondazioni e ricoprimenti. Per tale classe dovrebbero essere definite le perscrizioni di durabilità nei riguardi di acque o terreni aggressivi.

a) Quando il calcestruzzo non contiene aria aggiunta, le sue prestazioni devono essere verificate rispetto ad un calcestruzzo aerato per il quale è provata la resistenza al gelo/disgelo, da determinarsi secondo UNI 7087, per la relativa classe di esposizione.

b) Qualora la presenza di solfati comporti le classi di esposizione XA2 e XA3 è essenziale utilizzare un cemento resistente ai solfati secondo UNI 9156.

Il calcolo del copriferro viene svolto a partira dalla classe strutturale e dalla classe di esposizione. Per una struttura con vita nominale pari a 50 anni la classe strutturale è pari a S4.

Requisito Ambientale per $c_{min,dur}$ (mm)							
Classe strutturale	Classe di esposizione secondo il prospetto 4.1						
	XO	XC1	XC2 / XC3	XC4	XD1	XD2 / XS1	XD3 / XS2 / XS3
S1	10	10	10	15	20	25	30
S2	10	10	15	20	25	30	35
S3	10	10	20	25	30	35	40
S4	10	15	25	30	35	40	45
S5	15	20	30	35	40	45	50
S6	20	25	35	40	45	50	55

Quindi per la soletta il copriferro minimo e pari a 45 mm. A questo va sommata la tolleranza di posa pari a 10 mm. Di conseguenza il copriferro sono pari a:

$$C=45\ mm + 10\ mm = 55\ mm$$

4.3 *CALCESTRUZZO DEI PULVINI E DELLE SPALLA*

Si mostrano le classi di esposizione del calcestruzzo dei pulvini e delle spalle:

Denominazione della Classe	Descrizione dell'ambiente	Esempi informativi di situazioni a cui possono applicarsi le classi di esposizione
1 Assenza di rischio di corrosione o attacco		
XO	Per calcestruzzo privo di armatura o inserti metallici: tutte le esposizioni eccetto dove c'è gelo e disgelo, o attacco chimico. Calcestruzzi con armatura o inserti metallici: in ambiente molto asciutto.	Interno di edifici con umidità relativa molto bassa. Calcestruzzo non armato all'interno di edifici. Calcestruzzo non armato immerso in suolo non aggressivo o in acqua non aggressiva. Calcestruzzo non armato soggetto a cicli di bagnato asciutto ma non soggetto ad abrasione, gelo o attacco chimico.
2 Corrosione indotta da carbonatazione		
Nota - Le condizioni di umidità si riferiscono a quelle presenti nel copriferro o nel ricoprimento di inserti metallici, ma in molti casi si può considerare che tali condizioni riflettano quelle dell'ambiente circostante. In questi casi la classificazione dell'ambiente circostante può essere adeguata. Questo può non essere il caso se c'è una barriera fra il calcestruzzo e il suo ambiente.		
XC1	Asciutto o permanentemente bagnato	Interni di edifici con umidità relativa bassa. Calcestruzzo armato ordinario o precompresso con le superfici all'interno di strutture con eccezione delle parti esposte a condensa, o immersa in acqua.
XC2	Bagnato, raramente asciutto	Parti di strutture di contenimento liquidi, fondazioni. Calcestruzzo armato ordinario o precompresso prevalentemente immerso in acqua o terreno non aggressivo.
XC3	Umidità moderata	Calcestruzzo armato ordinario o precompresso in esterni con superfici esterne riparate dalla pioggia, o in interni con umidità da moderata ad alta.
XC4	Ciclicamente asciutto e bagnato	Calcestruzzo armato ordinario o precompresso in estrerni con superfici soggette a alternanze di asciutto ed umido. Calcestruzzo a vista in ambienti urbani. Superfici a contatto con l'acqua non compresa nella classe XC2.
3 Corrosione indotta da cloruri esclusi quelli provenienti dall'acqua di mare		
XD1	Umidità moderata	Calcestruzzo armato ordinario o precompresso in superfici o parti di ponti e viadotti esposti a spruzzi d'acqua contenenti cloruri.
XD2	Bagnato, raramente asciutto	Calcestruzzo armato ordinario o precompresso in elementi strutturali totalmente immersi in acqua anche industriale contenente cloruri (piscine).
XD3	Ciclicamente asciutto e bagnato	Calcestruzzo armato ordinario o precompresso, di elementi strutturali direttamente soggetti agli agenti disgelanti o agli spruzzi contenti agenti disgelanti. Calcestruzzo armato ordinario o precompresso, elementi con una superfice immersa in acqua contente cloruri e l'altra esposta all'aria. Parti di ponti, pavimentazioni e parcheggi per auto.

Denominazione della Classe	Descrizione dell'ambiente	Esempi informativi di situazioni a cui possono applicarsi le classi di esposizione
4 Corrosione indotta da cloruri presenti nell'acqua di mare		
XS1	Esposto alla salsedine marina ma non direttamente in contatto con l'acqua di mare	Calcestruzzo armato ordinario o precompresso con elementi strutturali sulle coste o in prossimità.
XS2	Permanentemente sommerso.	Calcestruzzo armato ordinario o precompresso di strutture marine completamente immerse in acqua.
XS3	Zone esposte agli spruzzi oppure alla marea.	Calcestruzzo armato ordinario o precompresso con elementi strutturali esposti alla battigia o alle zone soggette agli spruzzi ed onde del mare.
5 Attacco di cicli gelo/disgelo con o senza disgelanti *)		
XF1	Moderata saturazione d'acqua, in assenza di agente disgelante	Superfici verticali di calcestruzzo con facciate e colonne esposte alla pioggia ed al gelo Superfici non verticali e non soggette alla completa saturazione ma esposte al gelo alla pioggia o all'acqua.
XF2	Moderata saturazione d'acqua in presenza di agente disgelante	Elementi come parti di ponti che in altro modo sarebbero classificati come XF1 ma che sono esposti direttamente o indirettamente agli agenti disgelanti.
XF3	Elevata saturazione d'acqua in assenza di agente disgelante	Superfici orizzontali in edifici dove l'acqua può accumularsi e che possono essere soggetto ai fenomeni di gelo, elementi soggetti a frequenti bagnature ed esposti al gelo.
XF4	Elevata saturazione d'acqua in presenza di agente antigelo oppure acqua di mare	Superfici orizzontali quali strade o pavimentazioni esposte al gelo ed ai sali disgelanti in modo diretto o indiretto, elementi esposti al gelo e soggetti a frequenti bagnature in presenza di agenti disgelanti o di acqua di mare.
6 Attacco chimico **)		
XA1	Ambiente chimicamente debolmente aggressivo secondo il prospetto 2 della UNI EN 206-1	Contenitori di fanghi e vasche di decantazione. Contenitori e vasche per acque reflue.
XA2	Ambiente chimicamente moderatamente aggressivo secondo il prospetto 2 della UNI EN 206-1	Elementi strutturali o pareti a contatto di terreni aggressivi.
XA3	Ambiente chimicamente fortemente aggressivo secondo il prospetto 2 della UNI EN 206-1	Elementi strutturali o pareti a contatto di acque industriali fortemente aggressive. Contenitori di foraggi, mangimi e liquami provenienti dall'allevamento animale. Torri di raffreddamento di fumi e gas di scarichi industriali.

*) Il grado di saturazione della seconda colonna riflette la relativa frequenza con cui si verifica il gelo in condizioni di saturazione:
- moderato: occasionalmente gelato in condizioni di saturazione
- elevato: alta frequenza di gelo in condizioni di saturazione.

**) Da parte di acque del terreno e acque fluenti.

Le prescrizioni minime per la resistenza del calcestruzzo da utilizzare per la soletta sono le seguenti:

FIGURA 2.2

	Classi di esposizione																
	Nessun rischio di corrosione dell'armatura	Corrosione delle armature indotta dalla carbonatazione				Corrosione delle armature indotta da cloruri						Attacco da cicli di gelo/disgelo				Ambiente aggressivo per attacco chimico		
						Acqua di mare			Cloruri provenienti da altre fonti									
	X0	XC1	XC2	XC3	XC4	XS1	XS2	XS3	XD1	XD2	XD3	XF1	XF2	XF3	XF4	XA1	XA2	XA3
Massimo rapporto a/c	-	0,60		0,55	0,50	0,50	0,45		0,55	0,50	0,45	0,50	0,50		0,45	0,55	0,50	0,45
Minima classe di resistenza*)	C12/15	C25/30		C28/35	C32/40	C32/40	C35/45		C28/35	C32/40	C35/45	C32/40	C25/30		C28/35	C28/35	C32/40	C35/45
Minimo contenuto di cemento (kg/m³)	-	300		320	340	340	360		320	340	360	320	340		360	320	340	360
Contenuto minimo in aria (%)													3,0[a]					
Altri requisiti												Aggregati conformi alla UNI EN 12620 di adeguata resistenza al gelo/disgelo				È richiesto l'impiego di cementi resistenti ai solfati[b]		

*) Nel prospetto 7 della UNI EN 206-1 viene riportata la classe C8/10 che corrisponde a specifici calcestruzzi destinati a sottofondazioni e ricoprimenti. Per tale classe dovrebbero essere definite le perscrizioni di durabilità nei riguardi di acque o terreni aggressivi.

a) Quando il calcestruzzo non contiene aria aggiunta, le sue prestazioni devono essere verificate rispetto ad un calcestruzzo aerato per il quale è provata la resistenza al gelo/disgelo, da determinarsi secondo UNI 7087, per la relativa classe di esposizione.

b) Qualora la presenza di solfati comporti le classi di esposizione XA2 e XA3 è essenziale utilizzare un cemento resistente ai solfati secondo UNI 9156.

Il calcolo del copriferro viene svolto a partira dalla classe strutturale e dalla classe di esposizione. Per una struttura con vita nominale pari a 50 anni la classe strutturale è pari a S4.

Requisito Ambientale per $c_{min,dur}$ (mm)							
Classe strutturale	Classe di esposizione secondo il prospetto 4.1						
	XO	XC1	XC2 / XC3	XC4	XD1	XD2 / XS1	XD3 / XS2 / XS3
S1	10	10	10	15	20	25	30
S2	10	10	15	20	25	30	35
S3	10	10	20	25	30	35	40
S4	10	15	25	30	35	40	45
S5	15	20	30	35	40	45	50
S6	20	25	35	40	45	50	55

A questo va sommata la tolleranza di posa pari a 10 mm. Di conseguenza il copriferro sono pari a:

C=30 mm + 10 mm = 40 mm

A favore di sicurezza si considerano 45 mm.

4.4 *RIEPILOGO DELLE CARATTERISTICHE DEL CALCESTRUZZO*

Di seguito vengono riassunte le caratteristiche di resistenza e le classi di esposizione dei calcestruzzi utilizzati:

- Soletta: C35/45 → XC4+XF2 → copriferro pari a 35 mm
- Cordolo: C35/45→ XC4+XF2+XD3 → copriferro pari a 55 mm
- Pulvini/Spalle: C35/45→ XC4+XF2 → copriferro pari a 45 mm

4.5 *CLASSE DI ESECUZIONE DELLE STRUTTURE*

Per le strutture in acciaio e miste acciaio-calcestruzzo, le UNI EN 1090-2 introducono, al punto 4.1.2, la classe di esecuzione. Vengono fornite quattro classi di esecuzione da 1 a 4, identificate da EXC1 a EXC4, per le quali il requisito restrittivo cresce da EXC1 a EXC4.

L'Appendice B della UNI EN 1090-2 fornisce una guida per la scelta della corretta classe di esecuzione.

4.5.1 *CLASSE DI CONSEGUENZE*

Il primo passo per la scelta della classe di esecuzione è la determinazione della classe di conseguenze, il cui riferimento è l'Appendice B (informativa) della UNI EN 1990, che individua 3 livelli ai fini della differenziazione dell'affidabilità.

Tabella 4.1. classe di conseguenza per diversi tipi di opere (prospetto B.1 dell'UNI EN 1990).

Classe d'uso	***Descrizione***	***Esempi di edifici ed opere civili***
CC3 (ALTA)	**Elevate** conseguenze per perdita di vite umane, o conseguenze **molto gravi** in termini economici, sociali o ambientali	Gradinate in impianti sportivi, edifici pubblici nei quali le conseguenze del collasso sono alte (es.: sala da concerti)
CC2 (STANDARD)	Conseguenze **medie** per perdita di vite umane, conseguenze **considerevoli** in termini economici, sociali o ambientali	Edifici residenziali e per uffici, edifici pubblici nei quali le conseguenze del collasso sono medie (es.: edificio per uffici)
CC1 (BASSA)	Conseguenze **basse** per perdita di vite umane, conseguenze **modeste o trascurabili** in termini economici, sociali o ambientali	Costruzioni agricole, nelle quali generalmente nessuno entra (es.: magazzini), serre

Per il caso in esame si individua la classe di conseguenze standard **CC2**.

4.5.2 *CATEGORIA DI SERVIZIO E DI PRODUZIONE*

Durante le fasi di esecuzione e di esercizio della struttura, possono insorgere rischi dovuti alla complessità dell'esecuzione dei lavori ed all'incertezza delle azioni gravanti sulla struttura, che possono evidenziare difetti nella struttura durante il suo utilizzo.

Per tenere in conto di queste tipologie di rischio, sono state introdotte le categorie di servizio e le categorie di produzione.

Tabella 4.2. criteri suggeriti per la determinazione della categoria di servizio (prospetto B.1 dell'UNI EN 1090-2).

Categoria di servizio	***Criterio***
SC1	- Strutture e componenti progettate solo per azioni quasi statiche (esempio: Edifici); - Strutture e componenti con connessioni progettate per bassa duttilità in zone a bassa sismicità; - Strutture e componenti progettate per la fatica degli apparecchi di sollevamento (classe S0).
SC2	**- Strutture e componenti progettate per le azioni fatica secondo la EN 1993 (esempi: Ponti stradali e ferroviari, gru (classe da S1 a S9), strutture suscettibili alle vibrazioni indotte dal vento, dalla folla o dalla rotazione di macchine);** - Strutture e componenti con connessioni progettate per media (CD"B") o alta (CD"A") duttilità in zona a media o alta sismicità.

Tabella 4.3. criteri suggeriti per la determinazione della categoria di servizio (prospetto B.1 dell'UNI EN 1090-2

Categoria di produzione	***Criterio***
PC1	- Componenti non saldati realizzati con qualsiasi tipo di acciaio; - Componenti saldati realizzati con acciai di qualità inferiore a S355;
PC2	**- Componenti saldati realizzati con acciai di qualità uguale o superiore a S355;** - Componenti essenziali per l'integrità strutturale che vengono assemblati mediante saldatura in cantiere; - Componenti formati a caldo o che ricevono un trattamento termico durante la fabbricazione; - Strutture tralicciate realizzate con profili tubolari circolari.

Si osserva che l'impalcato in esame appartiene alla categoria di servizio **SC2** ed alla categoria di produzione **PC2**.

4.5.3 *DETERMINAZIONE DELLA CLASSE DI ESECUZIONE*

La classe di esecuzione delle strutture viene determinata combinando la classe di conseguenze e le categorie di servizio e produzione secondo il seguente schema fornito al punto B.3 delle UNI EN 1090-2.

Tabella 4.4. matrice raccomandata per la determinazione delle classi di esecuzione (prospetto B.3 dell'UNI EN 1090-2).

Classe di Conseguenze		*CC1*		***CC2***		*CC3*	
Categoria di servizio		SC1	SC2	SC1	**SC2**	SC1	SC2
Categoria di produzione	PC1	EXC1	EXC2	EXC2	EXC3	EXC3	EXC3
	PC2	EXC2	EXC2	EXC2	**EXC3**	EXC3	EXC4

Come si può rilevare, la classe di esecuzione raccomandata per l'impalcato in esame è la **EXC3**.

L'elenco dei requisiti relativi alle classi di esecuzione è fornito nel punto A.3 della. Si UNI EN 1090-2, al quale si rimanda per i dettagli.

5 ANALISI STRUTTURALE

5.1 *SOFTWARE DI CALCOLO*

L'impalcato è stato schematizzato in un modello ad elementi finiti di tipo "trave" (*beam*), risolto mediante il programma di calcolo MIDAS/Civil 2022.

MIDAS Civil è il software di MIDAS agli elementi finiti dedicato alla modellazione, progetto e verifica di ponti in C.A., acciaio, sezione mista e muratura.
Il programma utilizza come analizzatore e solutore del modello strutturale un proprio solutore agli elementi finiti tridimensionale fornito col pacchetto. Il programma è sostanzialmente diviso in due moduli: un solutore agli elementi finiti che consente l'introduzione dei dati di input relativi alla geometria ed ai carichi; un post processore che a soluzione avvenuta elabora i risultati eseguendo il progetto e la verifica delle membrature e producendo i grafici ed i tabulati di output.
MIDAS/Civil è predisposto per ottemperare alle NTC18 e successiva circolare, inclusi. Il software è localizzato con l'implementazione delle verifiche secondo gli Eurocodici, Stati Limite Ultimi e Stati Limite di Esercizio, inclusa l'analisi delle fessurazioni. La verifica con Eurocodici prevede gli Stati Limite Ultimi e di Esercizio secondo EC2 (calcestruzzo armato), EC3 (Acciaio), i requisiti per l'analisi sismica secondo EC8, i carichi secondo EC1 (azioni esterne, vento, etc.), incluse le NTC18.
Il prodotto è conforme a quanto richiesto dalle nuove normative italiane, presentando un adeguato numero di Benchmark che controllano l'accuratezza delle soluzioni numeriche confrontandole con soluzioni teoriche e con analisi eseguite con altri softwares.
Denominazione del software: Midas Civil NZ 2025
Produttore del software: Midas
Rivenditore: CSPFEA, via Zuccherificio 5/D, 35042, Este (PD)
Intestatario della licenza: ITS s.r.l. CORTE DELLE CANEVE, 11 PIEVE DI SOLIGO (TV)
Versione regolarmente licenziata.

L'affidabilità del codice di calcolo è assicurata da una vasta documentazione teorica e di supporto e da una serie di esempi di verifica in cui i risultati ottenuti sono confrontati con risultati teorici tratti dalla letteratura specialistica o, in mancanza, con risultati di altri codici di calcolo indipendenti.

Il programma, ancorché utilizzabile come codice agli "elementi finiti" di tipo generale, è stato scelto perché volto soprattutto al calcolo di ponti (semplici, continui, strallati, sospesi, ecc.) consentendo tra l'altro la gestione di fasi costruttive successive, l'introduzione di cavi di precompressione, il calcolo delle relative perdite immediate (attrito) e differite (ritiro, fluage, rilassamento) e una gestione semiautomatica di ricerca degli effetti massimi e minimi dovuti ai carichi mobili, nonché la possibilità di effettuare analisi dinamiche lineari con spettro di risposta o dinamiche non lineari (time-history).

5.2 *MODELLO DI CALCOLO*

È stata effettuata un'analisi statica per le condizioni di carico relative a permanenti, carichi mobili, frenamento, vento, carichi termici, e un'analisi dinamica lineare per gli effetti delle azioni sismiche.
Le unità di misura utilizzate sono coerenti con il Sistema Internazionale:

- lunghezze: m (metri)
- masse: t (tonnellate)
- forze kN (kilo-Newton)

L'impalcato è stato rappresentato con una modellazione a graticcio nella quale, per tener conto del contributo alla rigidezza offerto dalla soletta negli effetti globali, alle travi sono state assegnate le proprietà delle corrispondenti sezioni miste acciaio-calcestruzzo.

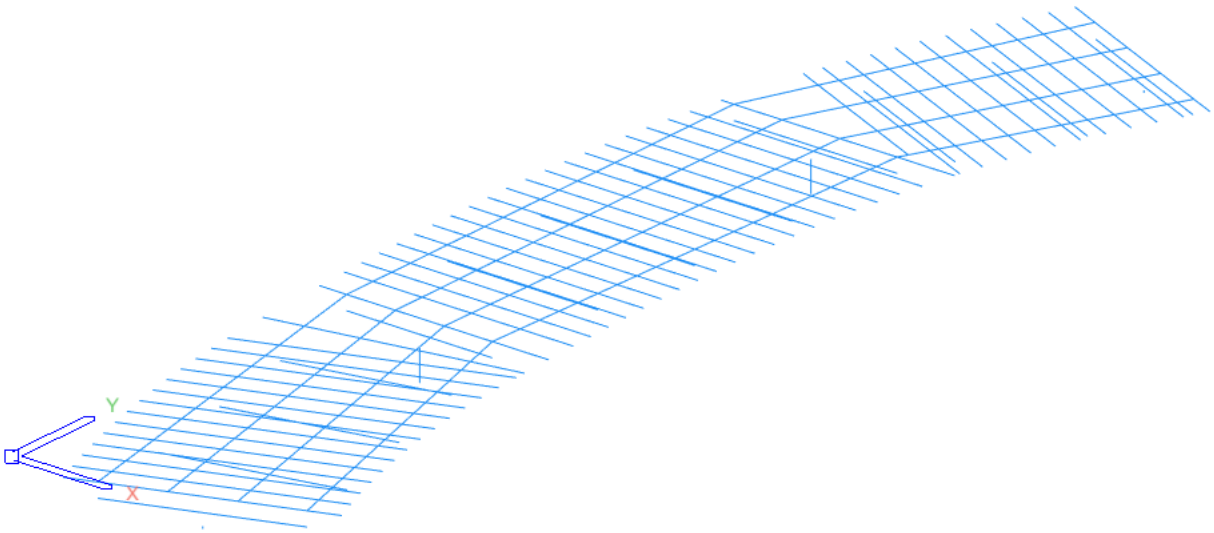


Figure 5.1 Vista assonometrica modello di calcolo E.F.

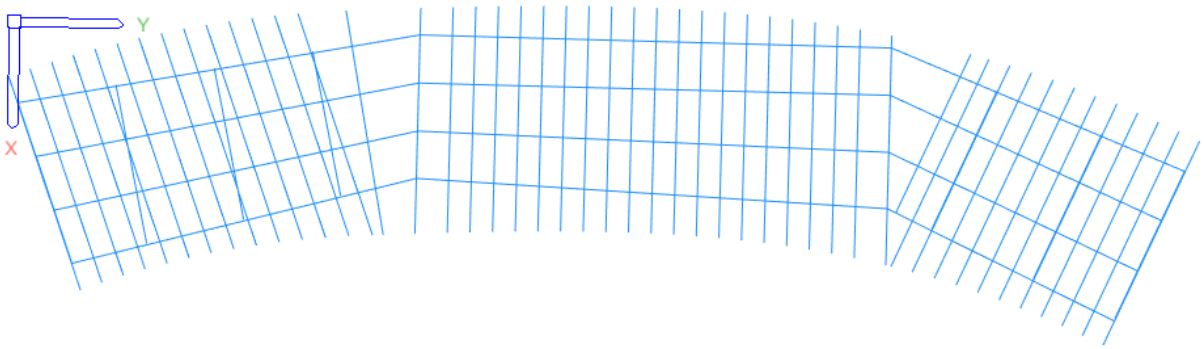


Figure 5.2 Vista planimetrica modello di calcolo E.F.

La modellazione della ripartizione dei carichi tra le travi, il cosiddetto comportamento alla "Courbon", è stata ottenuta collegando le stesse travi tramite elementi "beam" rappresentativi dei traversi pieni presenti sull'impalcato tramite elementi "beam" simulanti il contributo alla rigidezza offerto dalla soletta. Tali elementi "soletta" sono inoltre utili per applicare i vari carichi agenti nella reale posizione sull'impalcato.
Si riporta nell'immagine seguente una vista di una porzione di impalcato così come modellato. Si notano i "beam" delle travi miste, i "beam" della soletta, i traversi e, in colore ciano, i vincoli cinematici di tipo rigido che collegano i nodi baricentrici delle travi con i nodi degli angolari e i nodi della soletta.

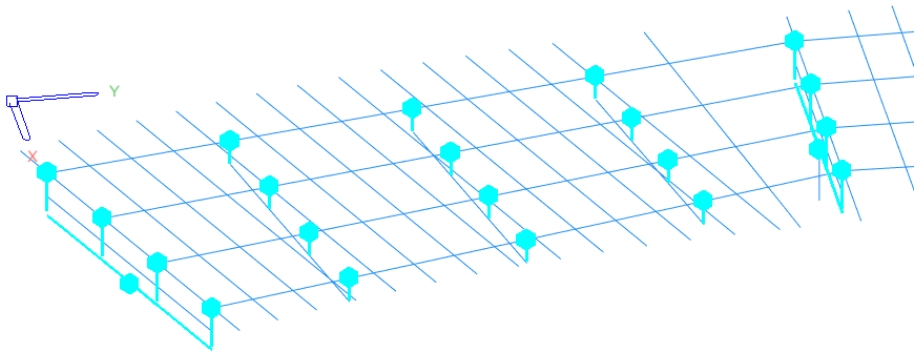


Figure 5.3 Dettaglio di modellazione impalcato graticcio

Con l'obiettivo di rappresentare le linee baricentriche dei diversi conci di impalcato nelle effettive posizioni, si è fatto uso del comando "Change Offset … ": tale funzione di Midas Civil consente di imporre agli elementi di impalcato modellati, un punto di inserimento specifico (Insertion Point) diverso dal baricentro dell'elemento stesso, permettendo così di modellare facilmente la reale quota a cui si trova l'impalcato. L'impalcato è stato dunque modellato in corrispondenza dell'estradosso, come può evincersi facilmente dalla figura seguente.

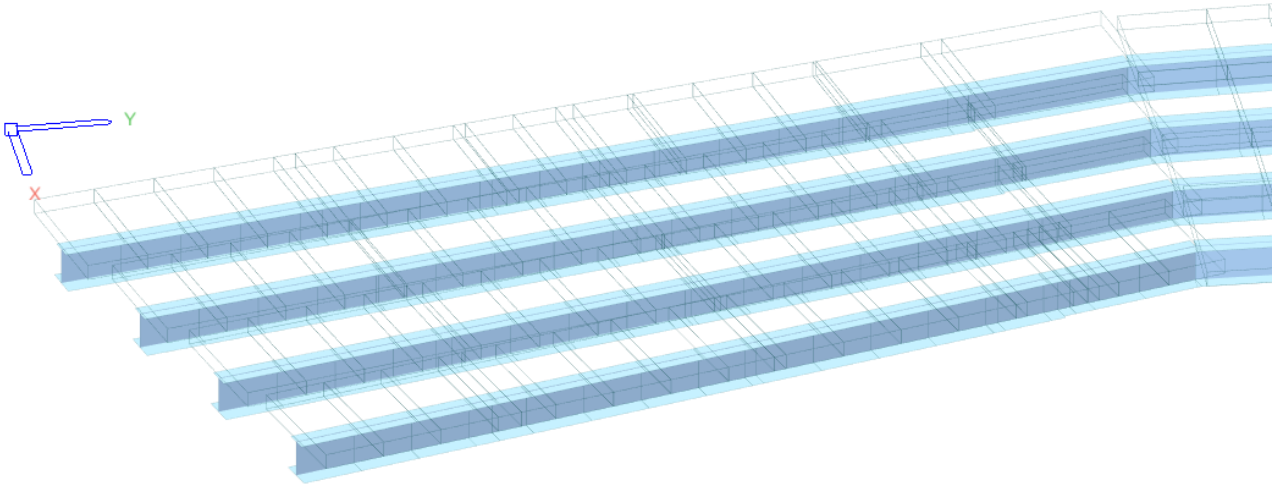


Figure 5.4 Modellazione delle travi miste di impalcato attraverso il comando "Change Offset…"

Per ogni trave, in corrispondenza delle pile e per un'estensione pari a circa il 15% della lunghezza di ognuna delle due campate adiacenti, la soletta è stata considerata come fessurata e, dunque, l'area di calcestruzzo è stata sostituita dall'area dei ferri passanti presenti in appoggio.

Il collegamento tra le travi e le sottostrutture è stato modellato come rappresentato di seguito: si distinguono in ciano i vincoli cinematici di tipo rigido ("Rigid Link"), in rosso i link elastici rappresentativi degli isolatori elastomerici. Ad intradosso di ciascun baggiolo sono stati inseriti degli elementi "beam" adeguatamente rigidi che collegano gli appoggi con il baricentro del pulvino.

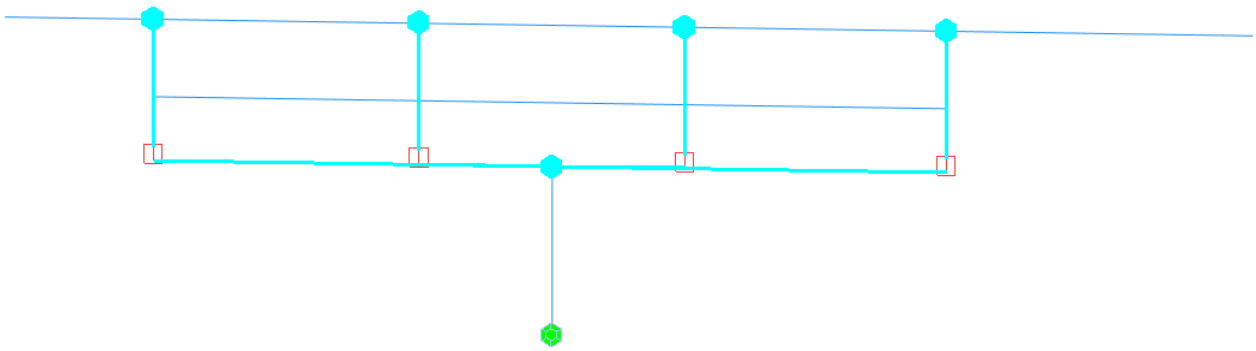


Figure 5.5 Dettaglio di modellazione collegamento con le sottostrutture

5.3 *LARGHEZZE EFFICACI SEZIONI COMPOSTE*

Per la valutazione delle caratteristiche geometriche delle sezioni dei traversi sono state calcolate le larghezze di soletta collaborante in accordo con il punto 5.4.1.2 dell'EC4 Parte 2 (UNI EN 1994-2:2005).
All'interno di una campata o in corrispondenza di un appoggio intermedio, la larghezza collaborante totale b_{eff} può essere ottenuta come:

$$b_{\text{eff}} = b_0 + \sum b_{\text{ei}}$$

dove b_0 rappresenta la distanza tra i connettori a taglio più esterni; b_{ei} è il valore della larghezza collaborante di soletta da ciascun lato dell'anima, assunto pari a $L_e/8$ (ma non maggiore del valore geometrico b_i). Il valore di b_i deve essere assunto pari alla distanza tra il connettore a taglio più esterno ed un punto a metà tra due anime adiacenti. La lunghezza L_e deve essere assunta pari alla distanza tra due punti adiacenti dove il momento flettente risulta essere nullo.

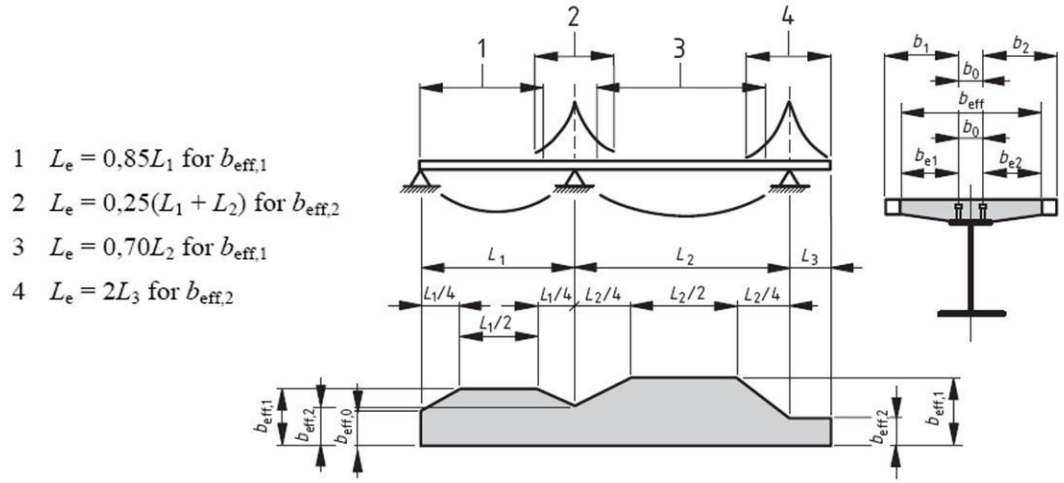


Figura 5.1: *Valutazione della larghezza di soletta collaborante*

La larghezza di soletta collaborante in corrispondenza di un appoggio terminale può invece essere determinata come:

$$b_{\text{eff}} = b_0 + \sum \beta_i \cdot b_{\text{ei}}$$

$$\beta_i = (0.55 + 0.25 \cdot L_e / b_{\text{ei}}) \leq 1.0$$

Per il caso in esame si ha:
Trave esterne lato monte

Calcolo larghezza efficace
Campata di riva sx

b_0	**0**	[m]
b_1	**1.22**	[m]
b_2	**1.165**	[m]
L	**18.03**	[m]
L_e	**15.3255**	[m]
$b_{e,1}$	1.22	[m]
$b_{e,2}$	1.17	[m]
$b_{eff,1}$	**2.39**	[m]
β_1	1.00	[m]
β_2	1.00	[m]
$b_{eff,0}$	2.39	[m]

Calcolo larghezza efficace
Campata centrale

b_0	**0**	[m]
b_1	**0.87**	[m]
b_2	**1.06**	[m]
L	**20.84**	[m]
L_e	**14.588**	[m]
$b_{e,1}$	0.87	[m]
$b_{e,2}$	1.06	[m]
$b_{eff,1}$	**1.93**	[m]
β_1	1	[m]
β_2	1	[m]
$b_{eff,0}$	1.93	[m]

Calcolo larghezza efficace
Campata di riva dx

b_0	**0**	[m]
b_1	**1.06**	[m]
b_2	**1.11**	[m]
L	**14.1**	[m]
L_e	**11.985**	[m]
$b_{e,1}$	1.06	[m]
$b_{e,2}$	1.11	[m]
$b_{eff,1}$	**2.17**	[m]
β_1	1	[m]
β_2	1	[m]
$b_{eff,0}$	2.17	[m]

Travi esterne lato valle

Calcolo larghezza efficace
Campata di riva sx

b_0	**0**	[m]
b_1	**1.14**	[m]
b_2	**1.1**	[m]
L	**15.69**	[m]
L_e	**13.3365**	[m]
$b_{e,1}$	1.14	[m]
$b_{e,2}$	1.10	[m]
$b_{eff,1}$	**2.24**	[m]
β_1	1.00	[m]
β_2	1.00	[m]
$b_{eff,0}$	2.24	[m]

Calcolo larghezza efficace
Campata centrale

b_0	**0**	[m]
b_1	**1.8**	[m]
b_2	**1.14**	[m]
L	**20.83**	[m]
L_e	**14.581**	[m]
$b_{e,1}$	1.80	[m]
$b_{e,2}$	1.14	[m]
$b_{eff,1}$	**2.94**	[m]
β_1	1	[m]
β_2	1	[m]
$b_{eff,0}$	2.94	[m]

Calcolo larghezza efficace
Campata di riva dx

b_0	**0**	[m]
b_1	**1.22**	[m]
b_2	**1.21**	[m]
L	**11.21**	[m]
L_e	**9.5285**	[m]
$b_{e,1}$	1.19	[m]
$b_{e,2}$	1.19	[m]
$b_{eff,1}$	**2.38**	[m]
β_1	1	[m]
β_2	1	[m]
$b_{eff,0}$	2.38	[m]

Travi interne

Calcolo larghezza efficace
Campata di riva sx

b_0	**0**	[m]
b_1	**1.165**	[m]
b_2	**1.155**	[m]
L	**16.86**	[m]
L_e	**14.331**	[m]
$b_{e,1}$	1.17	[m]
$b_{e,2}$	1.16	[m]
$b_{eff,1}$	**2.32**	[m]
β_1	1	[m]
β_2	1	[m]
$b_{eff,0}$	2.32	[m]

Calcolo larghezza efficace
Campata centrale

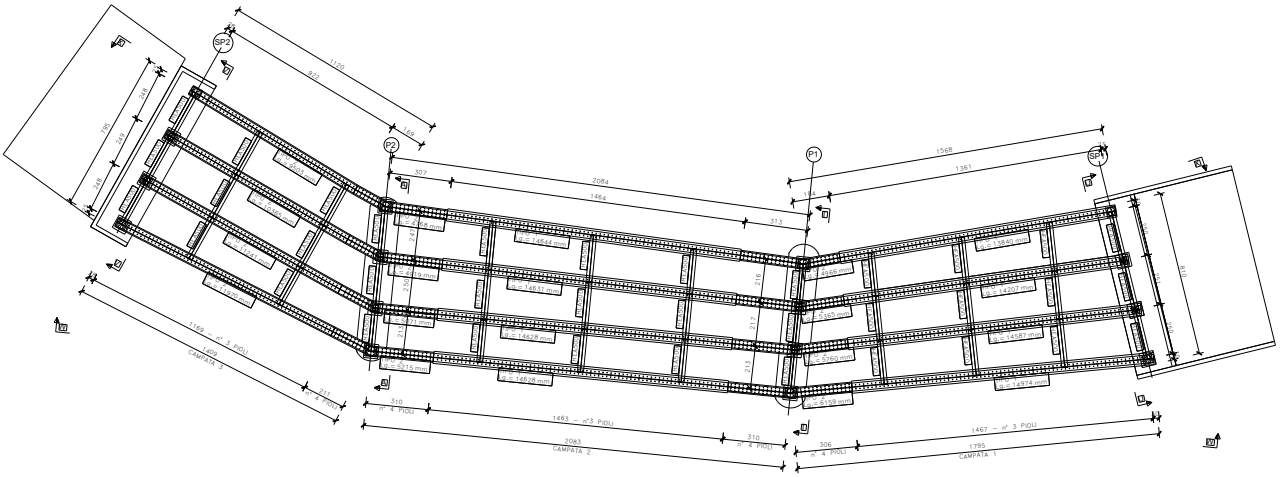
b_0	**0**	[m]
b_1	**1.17**	[m]
b_2	**1.15**	[m]
L	**20.83**	[m]
L_e	**14.581**	[m]
$b_{e,1}$	1.17	[m]
$b_{e,2}$	1.15	[m]
$b_{eff,1}$	**2.32**	[m]
β_1	1	[m]
β_2	1	[m]
$b_{eff,0}$	2.32	[m]

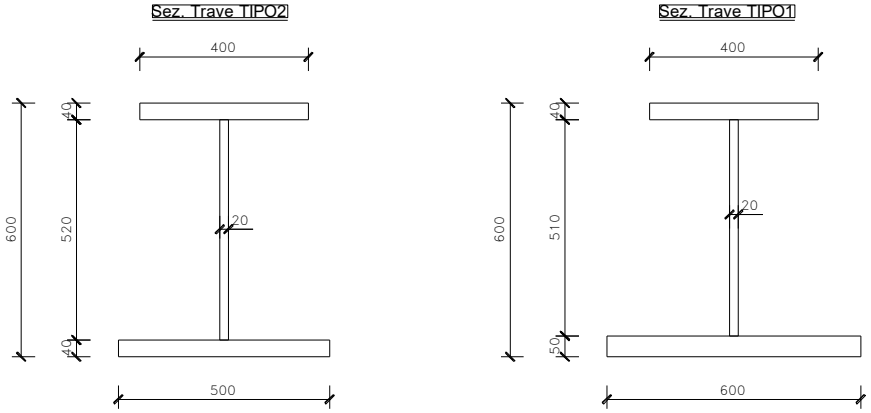
Calcolo larghezza efficace
Campata di riva dx

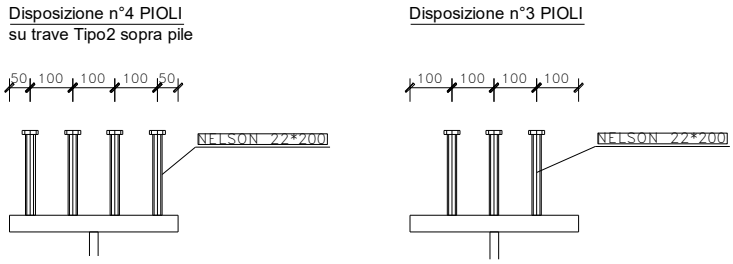
b_0	**0**	[m]
b_1	**1.245**	[m]
b_2	**1.23**	[m]
L	**12.7**	[m]
L_e	**14.2**	[m]
$b_{e,1}$	1.25	[m]
$b_{e,2}$	1.23	[m]
$b_{eff,1}$	**2.48**	[m]
β_1	1	[m]
β_2	1	[m]
$b_{eff,0}$	2.48	[m]

5.4 *CARATTERISTICHE GEOMETRICHE DELLE TRAVI*

Le travi presentano complessivamente n. 2 sezioni differenti, distinte tra le zone di campata e le zone di appoggio.







5.5 *MODELLAZIONE APPOGGI*

L'impalcato risulta isolato medianti isolatori elastomerici armati, costituiti da strati alternati di lamiere di acciaio ed elastomero, collegati mediante vulcanizzazione.

Gli isolatori, posizionati sulle sole travi di bordo, sono caratterizzati da una elevata rigidezza verticale, una ridotta rigidezza orizzontale e una modesta capacità dissipativa; queste caratteristiche consentono, rispettivamente, di sostenere i carichi verticali senza apprezzabili cedimenti, di contenere gli spostamenti sismici orizzontali dell'impalcato e aumentare i periodi di vibrazione dell'impalcato in modo da limitare le forze dinamiche orizzontali trasmesse dall'impalcato alle pile/spalle.

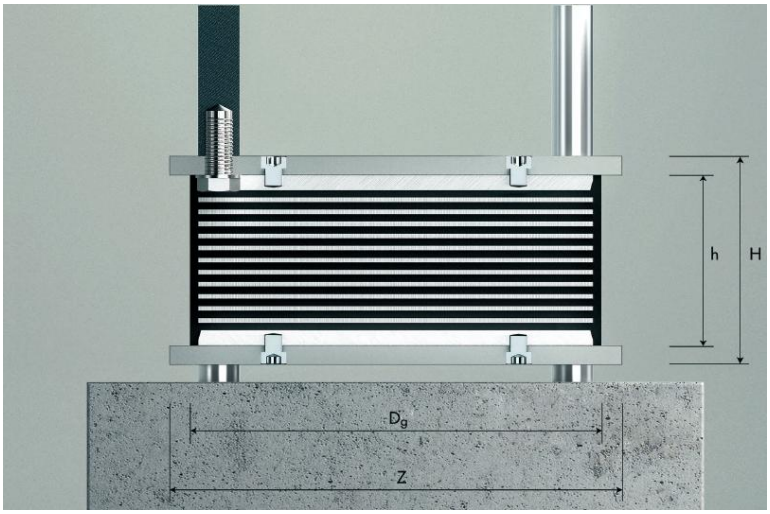


Figure 5.6 Rappresentazione grafica isolatore elastomerico

Le caratteristiche di progetto degli isolatori utilizzati per le pile e per le spalle sono di seguito riportati:

- Spalle: G_b = 1760 kN/m ξ = 15%
- Pile G_b = 2180 kN/m ξ = 15%

Tali elementi sono modellati come molle elastiche nelle due direzioni orizzontali (X e Y) le cui rigidezze dipendono dalla tipologia dell'isolatore scelto. In direzione Z si attribuisce un comportamento rigido, derivante dall'elevata rigidezza verticale del dispositivo.

I valori di rigidezza forniti sono da intendersi nominali. Gli allegati J e JJ dell'EC8 – Parte 2 (UNI EN 1998-2_2009) forniscono le indicazioni per valutare i parametri di progetto a partire dai parametri nominali. In particolare, al punto 7.5.2.4 dell'EC8 – Parte 2 si precisa come tali valori nominali possano subire variazioni provocate dall'invecchiamento, dalla temperatura, dalla storia dei carichi, dal deterioramento dei materiali e dal decadimento progressivo delle prestazioni durante l'esercizio. Tale variabilità deve essere presa in conto in accordo con le indicazioni fornite nell'allegato J utilizzando nei calcoli due set di proprietà di progetto per il sistema di isolamento:

- *Upper Bound Design Properties* (UBDP)
- *Lower Bound Design Properties* (LBDP)

In generale occorre svolgere due analisi: una utilizzando il set UBDP, che determina le massime forze sulla sottostruttura, ed una seconda usando il set LBDP che porta ai massimi spostamenti.

La variabilità dei parametri di progetto degli isolatori elastomerici, a causa dell'invecchiamento e temperatura, può essere limitato al valore di G_b assumento:

- LBDP
  - $G_{b,min}$ = 1 G_b = 1760 kN/m (Spalle)
  - $G_{b,min}$ = 1 G_b = 2180 kN/m (Pile)
- UPDP
  - $G_{b,max}$ = 1.5 G_b = 2640 kN/m (Spalle)
  - $G_{b,max}$ = 1.5 G_b = 3270 kN/m (Pile)

Per quanto concerne le travi interne, queste presentano appoggi multidirezionali.

5.6 *COSTRUZIONE PER FASI*

Nell'analisi strutturale dei traversi a sezione mista, le azioni agenti sono state analizzate in fasi al fine di replicare la sequenza costruttiva. Ciò viene gestita in maniera automatica dal software di calcolo attraverso la *stage construction*. Si sono individuate n. 3 fasi principali

- **Fase 1:** durata 5 giorni; corrispondente al tempo di montaggio dell'impalcato e getto della soletta liquida. La sezione resistente corrisponde alla sezione di solo acciaio.
- **Fase 2:** durata 10000 giorni; si considerano i carichi permanenti non strutturali (dopo 28 giorni) e il ritiro(dal primo giorno). La sezione resistente è composta dalla parte metallica e dalla soletta collaborante in cls. In questa fase si ha lo sviluppo dei fenomeni lenti dovuti al *creep* e ritiro.
- **Fase 3 o "PostCS":** Corrisponde all'applicazione delle azioni variabili da traffico e delle altre azioni variabili di breve durata (termica, vento, ecc.). Le sollecitazioni nella sezione resistente acciaio-calcestruzzo sono calcolate considerando un rapporto tra i moduli elastici istantanei dei due materiali. Particolare attenzione viene rivolta alla determinazione delle configurazioni di carico che massimizzano le sollecitazioni flettenti e taglianti nelle singole sezioni. La sezione resistente è composta dalla parte metallica e dalla soletta in calcestruzzo, messa in conto mediante un coefficiente di omogeneizzazione n = 6.06.

6 ANALISI DEI CARICHI

6.1 *PESO PROPRIO*

Il peso proprio di tutti gli elementi strutturali è stato valutato assumendo:

- per il calcestruzzo un peso specifico γ_c pari a 25 kN/m^3;
- per l'acciaio delle travi principali, dei pulvini e dei traversi su pile e spalle, γ_s è stato assunto pari a 78.5 kN/m^3 moltiplicato per un fattore pari a 1.15 per prendere in conto la presenza di tutti gli elementi accessori in carpenteria metallica (coprigiunti, irrigidimenti ecc…);

6.2 *PERMANENTI PORTATI*

Sono stati considerati i seguenti contributi:

- Pavimentazione stradale: è stato considerato un carico uniformemente distribuito pari a 3 kN/m^2.
- Cordoli: è stato assunto un carico pari a 0.2 x 25 = 5 kN/m^2 sulla superficie di ingombro dei cordoli, i quali hanno una larghezza 0.75 m;
- Barriere di sicurezza: è stato imposto un carico di 1.50 kN/m per le barriere;

6.3 *EFFETTI VISCOSITÀ E RITIRO*

Gli effetti di ritiro e fluage nella soletta della struttura metallica viene considerata automaticamente dal programma di calcolo sulla base delle relazioni stabilite dal codice EN 1992-2.

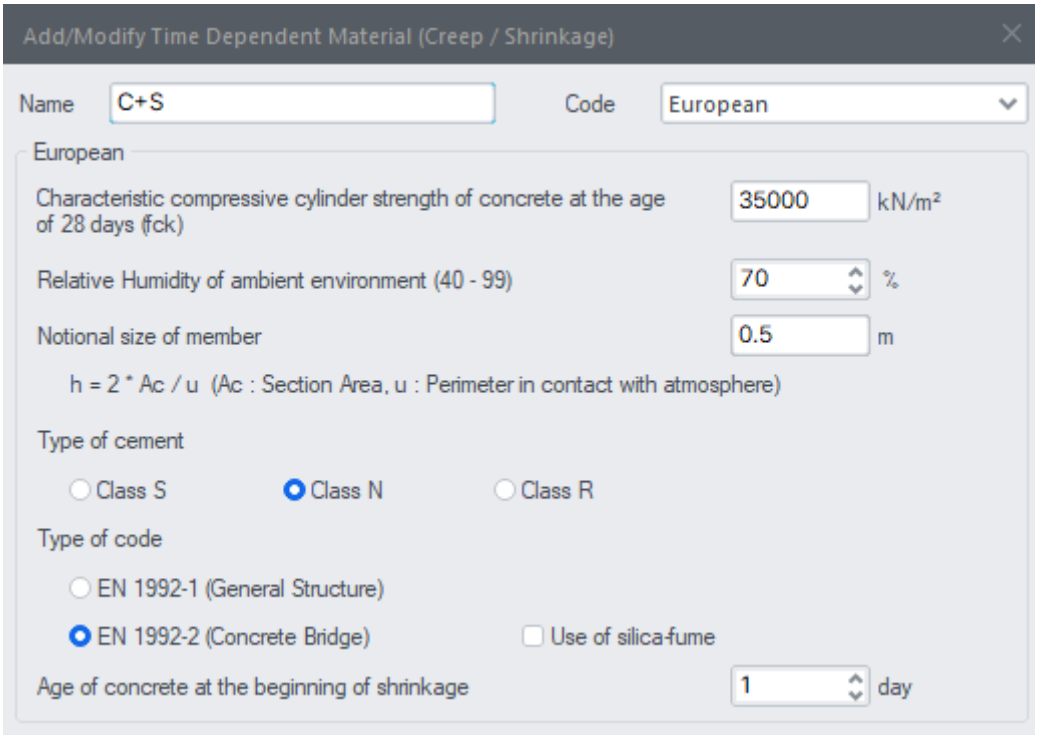


Figure 6.1 Parametri di input curve reologiche

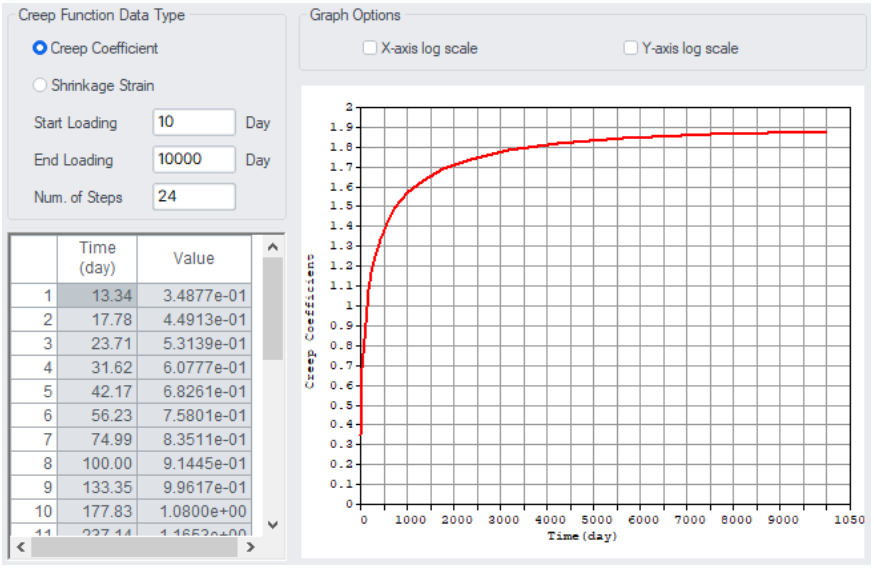


Figure 6.2 Coefficiente di Creep

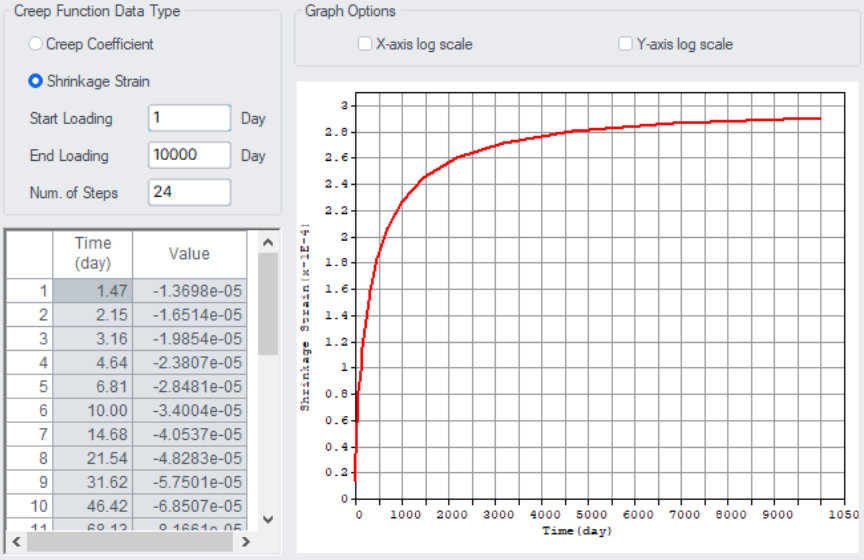


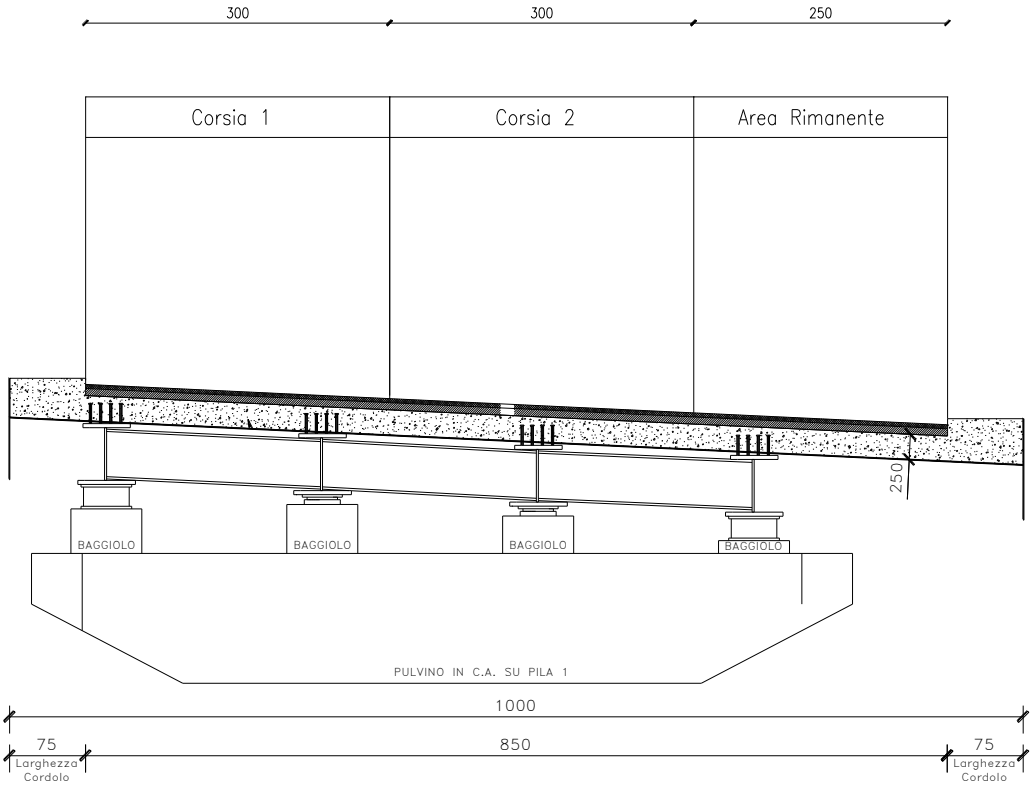
Figure 6.3 Deformazioni da ritiro

6.4 *AZIONI VARIABILI DA TRAFFICO*

6.4.1 *CARICHI VERTICALI DA TRAFFICO*

Le azioni variabili da traffico sono state valutate conformemente al paragrafo 5.1.3 delle NTC2018.

Poiché la larghezza della carreggiata risulta pari a 8.5 m, si considerano 3 corsie convenzionali larghe 3 m ed una parte rimanente larga 2.5 m. Essendo la soletta eccentrica rispetto al baricentro delle travi, la disposizione trasversale delle strisce di carico presenta n. 2 configurazioni differenti, adottate alternativamente al fine di massimizzare gli effetti sollecitanti su ciascuna delle travi di bordo.



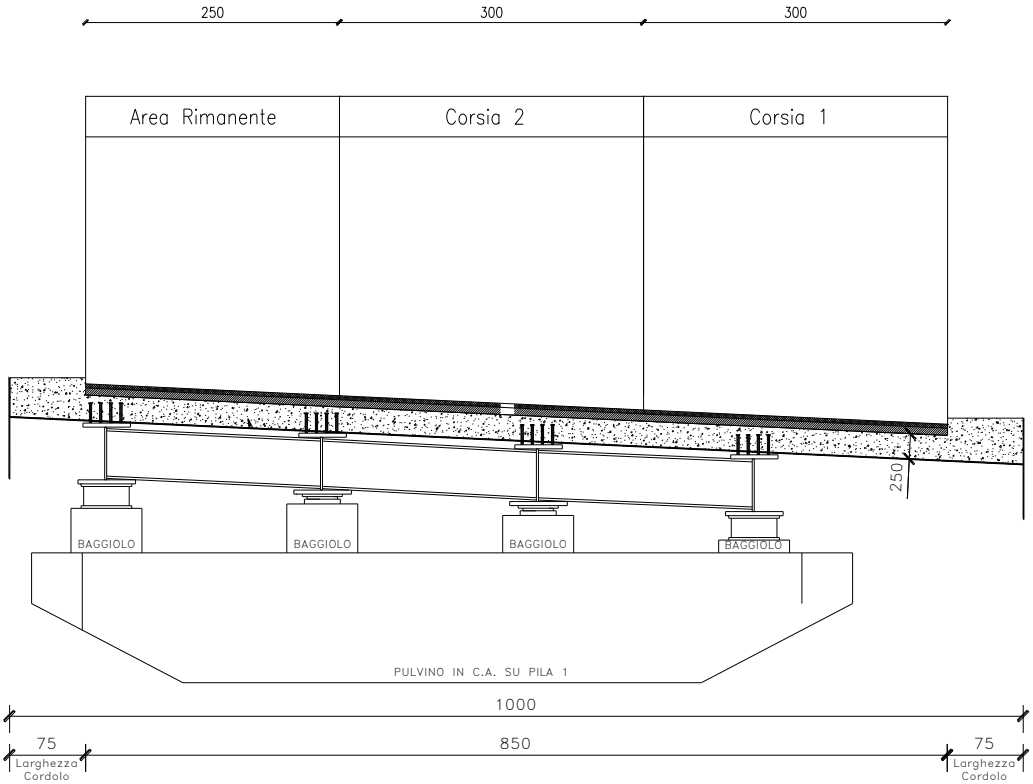


Figure 6.4 Disposizione corsi di carico

Per ogni singola verifica il numero di corsie convenzionali da considerare caricate, la loro disposizione sulla carreggiata e la loro numerazione vengono 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 n.1; la corsia che dà il successivo effetto più sfavorevole è numerata come corsia n.2; ecc.

Per le verifiche globali si è fatto riferimento allo Schema di Carico 1 delle NTC2018, considerando carichi concentrati su due assi in tandem e carichi uniformemente distribuiti. I valori assunti dai carichi (comprensivi degli effetti dinamici) per le diverse corsie e le caratteristiche geometriche delle impronte di pneumatico sono riportati nella figura seguente.

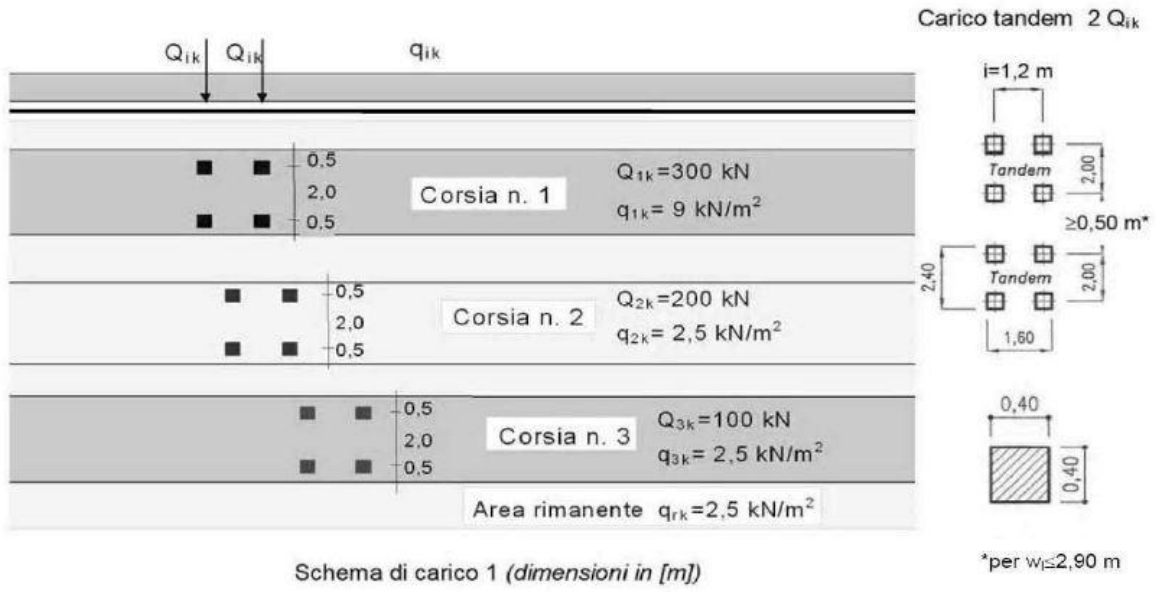


Figure 6.5 Schema di carico 1

Gli effetti del carico mobile sono stati valutati attraverso lo strumento di Midas della "Bridge Analysis" che, calcolate le linee di influenza, posiziona autonomamente le stese lungo lo sviluppo longitudinale dell'impalcato in modo da massimizzare e minimizzare sollecitazioni e spostamenti nelle singole sezioni e le reazioni sui vincoli.

6.4.2 *CARICHI VERTICALI DA TRAFFICO PER LE VERIFICHE A FATICA*

In accordo con il punto 5.1.4.3 del DM 17/01/2018 le verifiche a fatica si eseguono facendo riferimento al modello di carico 2 applicato sulla corsia convenzionale n. 1.

Tabella 5.1.VII – *Modello di carico a fatica n. 2 – veicoli frequenti*

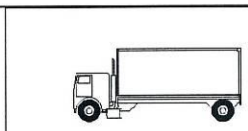
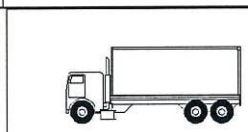
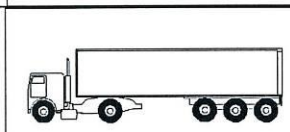
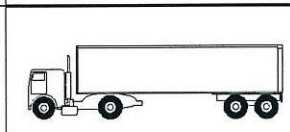
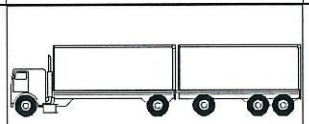
SAGOMA del VEICOLO	Distanza tra gli assi (m)	Carico frequente per asse (kN)	Tipo di ruota (Tab. 5.1.IX)
	4,5	90 190	A B
	4,20 1,30	80 140 140	A B B
	3,20 5,20 1,30 1,30	90 180 120 120 120	A B C C C
	3,40 6,00 1,80	90 190 140 140	A B B B
	4,80 3,60 4,40 1,30	90 180 120 110 110	A B C C C

Figure 6.6 Schemi modello di carico a fatica n. 2

I delta di tensione si determinano in base agli effetti più severi dei diversi autocarri, considerati separatamente, che viaggiano da soli sulla corsia convenzionale n.1.

6.5 *FRENATURA*

Secondo il D.M. 17/01/2018 l'azione longitudinale di frenamento è funzione del carico verticale totale agente sulla corsia convenzionale n. 1, ed è uguale a:

$$180kN \leq q_3 = 0.6(2 \cdot Q_{1k}) + 0.1 \cdot q_{1k} \cdot w_1 \cdot L \leq 900kN$$

Sono stati definiti n. 6 step di carico. I primi tre (FREN1 ÷ FREN3) sono relativi alla forza di frenatura applicata singolarmente a ciascuna delle tre campate, considerando di volta in volta il solo carico di competenza della campata analizzata. Successivamente sono stati considerati i casi di carico con due campate contemporaneamente sollecitate; infine, nell'ultimo step (FREN6), l'intero impalcato iperstatico risulta completamente caricato lungo tutto il suo sviluppo, assumendo la risultante riferita alla lunghezza complessiva pari a 52,33 m.
Si riporta, a titolo, esemplificati il calcolo della sola frenatura su tutto l'impalcato.

Q_6 = 0.6 x 2 x 300 + 0.1 x 9 x 3 x (52.33) = 501.3 kN

Poiché la definizione dei gruppi di carico di cui alla tabella 5.1.IV del D.M. 2018 non prevede la compresenza tra carichi orizzontali e carichi verticali caratteristici (gruppo 1), prevedendo la loro combinazione solo al gruppo 2 (in concomitanza ai carichi mobili frequenti), l'effetto flessionale dell'azione di frenamento non è stato preso in considerazione. Tale effetto è stato considerato per le verifiche sulle delle sottostrutture.

6.6 *CENTRIFUGA*

L'azione centrifuga è stata valutata conformemente al 5.1.3.6 delle NTC2018. Il viadotto ha un tracciato in pianta curvilineo dalla spalla e il raggio di curvatura è pari a 71 m per la carreggiata destra e 990 per la carreggiata sinistra.
La forza concentrata trasversale, diretta verso l'esterno della curva e applicata al piano della pavimentazione stradale, vale:

$$q_4 = 40 \cdot Qv / R$$

dove:

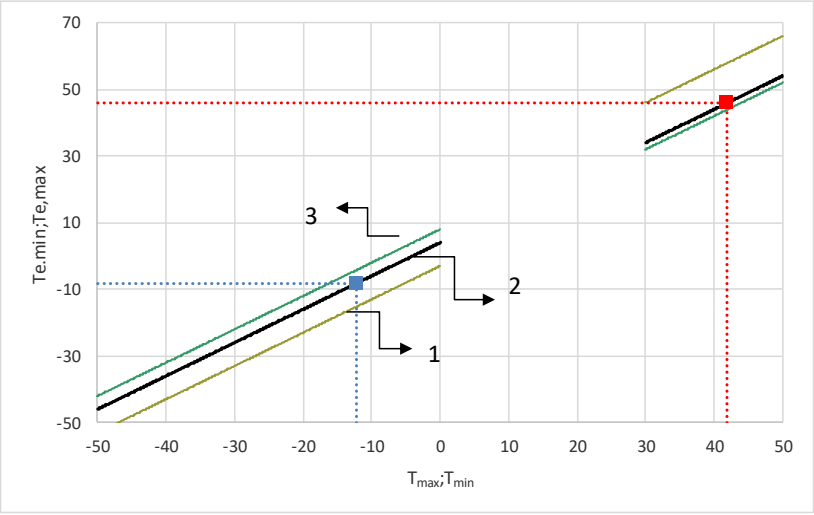
Qv = 2 · 300 + 2 · 200 = 1000 kN (carico totale dovuto agli assi tandem dello schema di carico 1)
R = 71 m → $q_{4,D}$ = 200 kN

6.7 *VARIAZIONI TERMICHE*

Gli effetti della temperatura sono valutati in accordo alle norme EN 1991-1-5 e EN 1991-1-5/NA.

6.7.1 *VARIAZIONI UNIFORMI DELLA TEMPERATURA*

Nome del sito:			
Regione:			
Zona Italia:	III		
a_s :	603	[m]	Altitudine sul livello del mare (in m) del sito ove sorge la costruzion
T_R :	50	[anni]	Tempo di ritorno
T_{min}:	-12.22	[°C]	Temperatura minima aria esterna
T_{max}:	41.82	[°C]	Temperatura massima aria esterna
Tipo di impalcato:	2 - Struttura mista		
Cruva:	2		Curva di riferimento

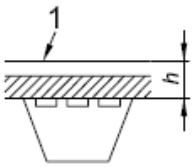
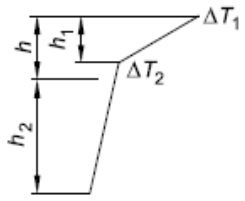
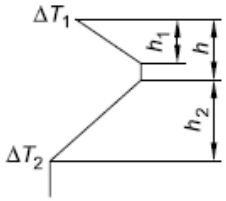
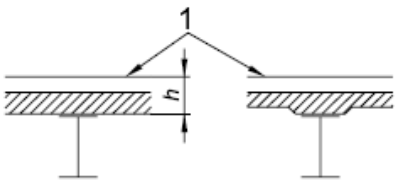
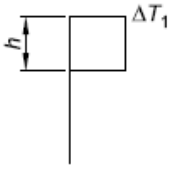
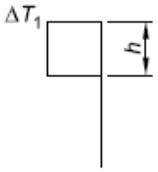


$T_{e,min}$:	-8.22	[°C]	Temperatura uniforme minima
$T_{e,max}$:	45.82	[°C]	Temperatura uniforme massima
T_0:	15	[°C]	Temperatura iniziale all'atto della regolazione appoggi
$\Delta T_{con,d}$	**23.22**	[°C]	
$\Delta T_{exp,d}$	**30.82**	[°C]	
$\lvert \Delta T_{max} \rvert$	30.82	[°C]	
$\lvert \Delta T_N \rvert$	54.04	[°C]	

6.7.2 *VARIAZIONE TERMICA DIFFERENZIALE*

L'effetto di differenza di temperatura verticale è stato considerato mediante l'utilizzo di una variazione lineare di temperatura di 10° sulla sola soletta dell'impalcato come riportato in EN 1991-1-5 .

figura 6.2b **Differenze di temperatura per Impalcati da ponte - Tipo 2: Impalcati a struttura composta**

Tipo di Costruzione		Differenza di Temperatura (ΔT)	
		(a) Riscaldamento	(b) Raffreddamento
 2a. Impalcato di calcestruzzo su travi di acciaio a cassone, travi di acciaio reticolari o a parete piena 1 100 mm di rivestimento	Procedura normale	 $h_1 = 0{,}6$ m $h_2 = 0{,}4$ m h | ΔT_1 | ΔT_2 m | °C | °C 0,2 | 13 | 4 0,3 | 16 | 4	 h | ΔT_1 | ΔT_2 m | °C | °C 0,2 | -3,5 | -8 0,3 | -5,0 | -8
 1 100 mm di rivestimento	Procedura semplificata	 $\Delta T_1 = 10$ °C	 $\Delta T_1 = -10$ °C
Nota Per ponti a struttura composta può essere utilizzata la procedura data sopra, fornendo un limite superiore degli effetti termici. I valori per ΔT in questa procedura sono indicativi e possono essere utilizzati a meno che valori specifici non siano forniti nell'appendice nazionale.			

6.8 *AZIONE DEL VENTO*

L'azione del vento, la cui direzione si considera generalmente orizzontale, esercita sulle costruzioni azioni che, convenzionalmente ricondotte ad azioni statiche equivalenti, provocano effetti dinamici. Di seguito, in particolare, la valutazione delle azioni aerodinamiche sull'impalcato e quelle trasmesse alle strutture di supporto, quali pile e/o spalle, è condotta utilizzando le indicazioni fornite dalla CNR-DT 207 R1/2018, riferimento normativo specifico per la valutazione delle azioni e degli effetti del vento sulle costruzioni. Il calcolo delle azioni è necessariamente preceduto dalla stima della pressione cinetica di picco del vento qp (Eq. 3.9

del § 3.2.7 9 della CNR) i cui parametri caratterizzanti sono determinati in base alle prescrizioni fornite al paragrafo §3.3 delle NTC18.

6.8.1 *CALCOLO DELLA PRESSIONE CINETICA DI PICCO DEL VENTO*

La pressione cinetica di picco del vento è fornita dalla relazione:

$$q_p(z) = \frac{1}{2} \cdot \rho \cdot {v_r}^2 \cdot c_e(z)$$

dove:

- ρ, densità dell'aria assunta convenzionalmente costante e pari a 1,25 kg/m^3;
- v_r, velocità di riferimento riferita al periodo di ritorno di progetto T_R, calcolata secondo la relazione:
  - $v_r = v_b \cdot c_r$
  - in cui:
    - $v_b = v_{b,0} \cdot c_a$, con $v_{b,0}$ (velocità base di riferimento al livello del mare) e c_a (coefficiente di altitudine) parametri forniti dalla Tab. 3.3.I NTC18 in funzione della zona in cui sorge la costruzione nonché dell'altitudine del sito a_s
    - $c_r = 0{,}75\sqrt{1 - 0.2 \ln\left(-\ln\left(1 - \frac{1}{T_R}\right)\right)}$, coefficiente di ritorno
- $c_e(z)$, coefficiente di esposizione, funzione dell'altezza z sul suolo del punto considerato, della zona geografica e della categoria di esposizione, quest'ultima determinata in funzione della posizione geografica del sito (distanza dal mare; altitudine) e della classe di rugosità del terreno.

Di seguito si riportano i parametri necessari alla determinazione del valore della pressione del vento per l'opera in esame.

Azione del vento

(DM 17-01-2018 "Nuova Norma Tecnica")

a_s :	603	[m]	Altitudine sul livello del mare (in m) del sito ove sorge la costruzione
z :	10	[m]	**Altezza media dell'impalcato**
Zona Italia:	3		

Velocità di riferimento (§ 3.3.2)

T_R :	50	[anni]	
$V_{b,o}$:	27	[m/s]	
a_o :	500	[m]	
k_s :	0.37	[1/s]	
C_r :	1.00		
V_b :	29.08	[m/s]	Velocità di riferimento del vento

Tabella 3.3.I - Valore dei parametri $v_{b,0}$, a_0, k_s

Zona	$v_{b,0}$ [m/s]	a_0 [m]	k_s [1/s]
1	25	1000	0.400
2	25	750	0.450
3	27	500	0.370
4	28	500	0.360
5	28	750	0.400
6	28	500	0.360
7	28	1000	0.540
8	30	1500	0.500
9	31	500	0.320

Pressione cinetica di riferimento (§ 3.3.6)

ρ :	1.25	[kg/m^3]	Densità dell'aria
q_b :	528.50	[N/m^2]	Pressione cinetica di riferimento

Coefficiente di esposizione (§3.3.7)

Tabella 3.3.II - Parametri per la definizione dei coefficienti di esposizione

Categ esposizione Sito	k_r	z_0 [m]	z_{min} [m]
I	0.17	0.01	2
II	0.19	0.05	4
III	0.20	0.10	5
IV	0.22	0.30	8
V	0.23	0.70	12

Cat. Esposizione sito :	V		
c_t :	1	[-]	Coeff. di topografia
k_r :	0.23	[-]	
z_0 :	0.70	[m]	
z_{min} :	12	[m]	
z :	10	[m]	
c_e :	1.479	[-]	

Coefficiente di forma (Valore ottenuto da dati suffrgati o prove nella galleria del vento)

c_p :	1	[-]

Coefficiente dinamico [§3.3.8)

c_d :	1	[-]

Coefficiente d'attrito (Valore ottenuto da dati suffrgati o prove nella galleria del vento)

c_f :	0.01	[-]

Pressione del vento a livello Z dal suolo

p :	0.782	[kN/m^2]	Pressione del vento (§3.3.4)

6.8.2 *AZIONE DEL VENTO SULL'IMPALCATO*

Per gli impalcati da ponte (§ G.11 CNR-DT 207 R1/2018) si ammette che il vento agisca in direzione prevalentemente orizzontale e ortogonalmente all'asse dell'impalcato per cui si considera che esso eserciti nel piano della sezione un sistema di azioni aerodinamiche, per unità di lunghezza, riconducibili a:

- due forze ortogonali, una forza orizzontale parallela alla direzione del vento, f_X, e una verticale, f_Y(trascurabile per la presenza del ponte ad arco);
- un momento torcente, m_Z, intorno alla linea d'asse (trascurabile in quanto presente il ponte ad arco)

applicate lungo l'asse di riferimento Z della costruzione o dell'elemento.
Tali azioni aerodinamiche per unità di lunghezza, sono fornite dalle relazioni (Eq. (3.14a), (3.14b), (3.14c) § 3.3.4):

$$f_X(z) = q_p(z) \cdot l \cdot c_{fX}$$

$$f_Y(z) = q_p(z) \cdot l \cdot c_{fY}$$

$$m_Z(z) = q_p(z) \cdot l^2 \cdot c_{mZ}$$

dove:

- q_p è la pressione cinetica di picco del vento;
- z è la quota sul suolo;
- l è la dimensione di riferimento associata ai coefficienti di forza; in particolare, nel valutare la forza orizzontale per unità di lunghezza, f_X, la dimensione di riferimento da considerare è pari a "d" in quanto risulta $d/h_{tot} > 2$; per il calcolo della forza verticale f_Y e il momento torcente per unità di lunghezza m_Z, si considera $l = d$.
- In particolare, si definisce:
  - d la larghezza dell'impalcato nella direzione del vento (comprensiva dei cordoli; Figura G.56);
  - h_{tot} l'altezza totale d'ingombro dell'impalcato, somma dell'altezza dell'impalcato e dell'altezza di 3 m corrispondente, nel caso di ponte stradale, all'ingombro della sagoma

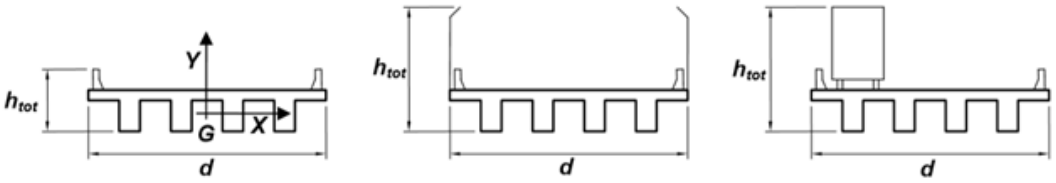


Figure 6.7 – Figura G.56 della CNR-DT 207 R1/2018: Schema impalcato da ponte soggetto all'azione del vento

- c_{fX}, c_{fY}, c_{mZ}, coefficienti di forza e di momento per unità di lunghezza, forniti dalle relazioni (Eq. (G.25a) (G.25b) (G.25c) § G.11.1);

$$c_{fX} = \begin{cases} \dfrac{1,85}{d/h_{tot}} - 0,10 & 2 \le d/h_{tot} \le 5 \\ \dfrac{1,35}{d/h_{tot}} & d/h_{tot} > 5 \end{cases}$$

$$c_{fY} = \begin{cases} \pm\left(0,7 + 0,1\dfrac{d}{h_{tot}}\right) & 0 \le d/h_{tot} \le 5 \\ \mp 1,2 & d/h_{tot} > 5 \end{cases}$$

$$c_{mZ} = \pm 0,2$$

Si osservi che per valori di d/htot < 2, la valutazione del coefficiente di forza c_fx è svolta, in luogo dell'equazione (G.25a), in base alle indicazioni del § G.10.3 CNR-DT 207 R1/2018, paragrafo relativo alle strutture ed elementi a sezione rettangolare (Eq. G.22).

Di seguito si riportano sinteticamente per la struttura esaminata le caratteristiche dell'impalcato (parametri geometrici ed eventuali informazioni relative allo schema strutturale) in funzione delle quali sono determinate le azioni per unità di lunghezza f_x, f_y, m_z, agenti.

(§ G.11 CNR-DT207 R1)

Vento a ponte scarico

d :	10.2	[m]	Larghezza impalcato
h :	1.2	[m]	Altezza impaclato
d/h :	**8.50**	[-]	

Impalcati Affiancati? (§ G.11.2)

d_0 :	1000	[m]	
d_1 :	10.2	[m]	
d_2 :	13	[m]	
	no		
D:	**-**	[m]	

Coefficienti di forza e momento (§ G.11.1)

c_{fx1} :	**0.16**	[-]
c_{fy1} :	**1.20**	[-]
c_{mz1} :	**0.20**	[-]
f_{x1} :	**1.27**	[kN/m]
f_{y1} :	**9.57**	[kN/m]
m_{z1} :	**16.3**	[kNm/m]

(§ G.11 CNR-DT207 R1)

Vento a ponte carico

d :	10.2	[m]	Larghezza impalcato
h :	4.2	[m]	Altezza impaclato
d/h :	**2.43**	[-]	

Impalcati Affiancati? (§ G.11.2)

d_0 :	1000	[m]	coefficiente di forza orizzonale
d_1 :	10.2	[m]	coefficiente di forza verticale
d_2 :	13	[m]	coefficiente di momento torcente
	no		
D:	**-**	[m]	

Coefficienti di forza e momento (§ G.11.1)

c_{fx1} :	**0.66**	[-]
c_{fy1} :	**0.94**	[-]
c_{mz1} :	**0.20**	[-]
f_{x1} :	**5.28**	[kN/m]
f_{y1} :	**7.52**	[kN/m]
m_{z1} :	**16.3**	[kNm/m]

6.9 *AZIONE SISMICA*

Le azioni sismiche sono state valutate conformemente ai paragrafi 5.1.3.12 e 3.2 del D.M. 17/01/2018. In particolare, è stata effettuata un'analisi modale con spettro di risposta.

6.9.1.1 DATI GENERALI RELATIVI AL SITO

Per la valutazione dei parametri dipendenti dal sito, rintracciabili sul reticolo sismico si è fatto riferimento alle coordinate seguenti :

latitudine:	**42.340**	[°]
longitudine:	**13.398**	[°]

In merito all'opera sono quindi state fatte le seguenti assunzioni (trattasi di opera esistente) :

- Vita nominale : 50 anni
- Classe d'uso : III (C_U=1.5)
- Categoria topografica : T1 (S_T=1.0)

Il periodo di riferimento risulta quindi pari a :

$$V_R = max(35\ ;\ V_N \cdot C_U) = max(35\ ;\ 50 \cdot 1.5) = 75 \text{ anni}$$

Le verifiche di sicurezza della struttura saranno sviluppate considerando lo Stato Limite di Salvaguardia della Vita (SLV), per il quale si deve garantire una probabilità di superamento P_{VR} nel periodo di riferimento V_R pari al 10%.

Per la valutazione degli spostamenti ed il relativo dimensionamento di giunti e appoggi viene considerato lo Stato Limite di Collasso (SLC), per il quale si deve garantire una probabilità di superamento P_{VR} nel periodo di riferimento V_R pari al 5%.
Per gli altri parametri si ha :

Amplificazione stratigrafica

Categoria suolo	S_S	C_C
A	1.00	1.00
B	1.11	1.35
C	*1.27*	*1.48*
D	1.33	2.10
E	1.21	1.74

Amplificazione topografica

Categoria topografica	Ubicazione opera	S_T
T1	-	*1.0*
T2	sommità pendio	1.2
T3	Cresta del rilievo	1.2
T4	Cresta del rilievo	1.4

Coefficienti d'uso

Classe d'uso	I	II	III	IV
Coefficiente C_U	0.7	1.0	*1.5*	2.0

Stato Limite di Salvaguardia della Vita (SLV) : In accordo con le indicazioni fornite nell'allegato A al D.M. 14/01/2008 il periodo di ritorno T_R dell'azione sismica può quindi essere ottenuto dalla seguente espressione:

$T_R = -\frac{V_R}{ln(1-P_{VR})}$ =742 anni (SLV)

Dal reticolo in corrispondenza delle coordinate del sito dove è ubicata l'opera si ottengono i seguenti valori :

Riepilogo dati nel punto di interesse

T_R	ag [m/s^2]	Fo [-]	Tc* [s]
30	0.79	2.40	0.27
50	1.04	2.33	0.28
72	1.22	2.32	0.29
101	1.42	2.30	0.30
140	1.64	2.30	0.31
201	1.91	2.32	0.32
475	2.61	2.36	0.35
975	3.34	2.40	0.36
2475	4.52	2.46	0.38

A partire da questi valori è possibile interpolare quelli relativi al periodo di ritorno calcolato, sulla base della seguente espressione logaritmica (formula [2] dell'allegato A), dove p sta per il generico parametro ricavabile dal reticolo, a_g, F_0, T_C^* :

$$log(p) = log(p_1) + log\left(\frac{p_2}{p_1}\right) \cdot log\left(\frac{T_R}{T_{R1}}\right) \cdot \left[log\left(\frac{T_{R2}}{T_{R1}}\right)\right]^{-1}$$

Si ottiene :

Valutazione dei parametri relativi al tempo di ritorno di interesse

		ag [m/s^2]	Fo [-]	Tc* [s]
T_{R1}	475	2.6082	2.3600	0.3500
T_R	712	2.9983	2.3824	0.3556
T_{R2}	975	3.3414	2.4000	0.3600

Poiché l'impalcato è isolato alla base con dispositivi elastomerici, è stato considerato un coefficiente di smorzamento viscoso ξ del 15% nelle due direzioni in pianta. Per quanto concerne, invece, la componente verticale si è utilizzato il coefficiente convenzionale del 5%.

6.9.1.2 SPETTRI DI RISPOSTA ELASTICI

Poiché la struttura è dotata di isolamento, in accordo con quanto indicato al §7.10.5.3.2 delle NTC2018, lo spettro elastico è stato ridotto per tutto il campo di periodi T > 0.8 T_{ISO}, assumendo per il coefficiente riduttivo η il valore corrispondente al coefficiente di smorzamento viscoso equivalente ξ_{esi} del sistema di isolamento.

Assumendo per T_{ISO}, il più basso dei periodi associati ai modi principali della struttura isolata, ovvero al primo modo di vibrare, si ha T_{ISO} = 1.0 sec

Per lo smorzamento viscoso equivalente associato al sistema di isolamento si è assunto:

ξ_{esi} = 15%

Per le sottostrutture si è assunto un comportamento del tipo "non dissipativo".

Si riportano di seguito gli spettri di risposta elastici derivanti dalla risposta sismica locale e di progetto in accelerazione delle componenti orizzontale e verticale per gli stati limite di salvaguardia della vita e di collasso.

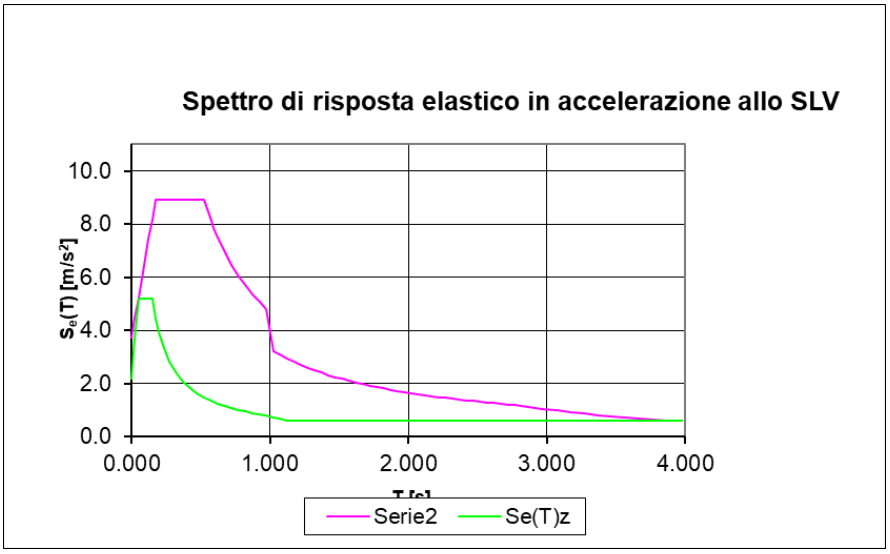


Figure 6.8 – Spettro di risposta elastico SLV

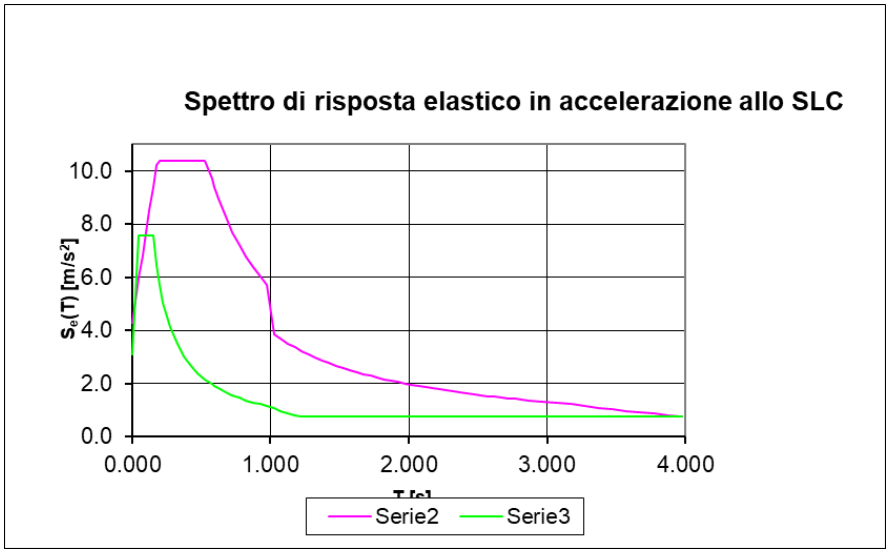


Figure 6.9 – Spettro di risposta elastico SLC

7 COMBINAZIONE DELLE AZIONI

In accordo con le NTC2018, vengono utilizzate le seguenti combinazioni delle azioni:

- Combinazione fondamentale, SLU

$$F_d = \gamma_{G1} \cdot G_1 + \gamma_{G2} \cdot G_2 + \gamma_P \cdot P + \gamma_{Q1} \cdot Q_{k1} + \sum_{i=2}^{n} \gamma_{Q1} \cdot \Psi_{0i} \cdot Q_{ki}$$

- Combinazione Caratteristica (Rara), SLE

$$F_d = G_1 + G_2 + P + Q_{k1} + \sum_{i=2}^{n} \Psi_{0i} \cdot Q_{ki}$$

- Combinazione Frequente, SLE

$$F_d = G_1 + G_2 + P + \sum_{i=1}^{n} \Psi_{1i} \cdot Q_{ki}$$

- Combinazione Quasi Permanente, SLE

$$F_d = G_1 + G_2 + P + \sum_{i=1}^{n} \Psi_{2i} \cdot Q_{ki}$$

- Combinazione Sismica, SLU

$$F_d = E + G_1 + G_2 + P + \sum_{i=1}^{n} \Psi_{2i} \cdot Q_{ki}$$

- Combinazione Eccezionale

$$F_d = G_1 + G_2 + P + A_d + \sum_{i=1}^{n} \Psi_{2i} \cdot Q_{ki}$$

dove:

- F_d azione risultante di verifica
- G_1 azioni permanenti, peso proprio di tutti gli elementi strutturali
- G_2 azioni permanenti, peso proprio di tutti gli elementi non strutturali
- P azioni permanenti, precompressione
- Q azioni variabili
- A azioni eccezionali
- E azioni sismiche

Ai fini della determinazione dei valori caratteristici delle azioni dovute al traffico sono state considerate le combinazioni riportate nella tabella seguente:

	Carichi sulla carreggiata		
	Carichi Verticali	Carichi Orizzontali	
Gruppo di Azioni da Traffico	Modello principale (Schemi di Carico 1 e 2)	Frenatura	Forza centrifuga
1	Valore caratteristico		
2a	Valore frequente	Valore caratteristico	
2b	Valore frequente		Valore caratteristico

I valori dei coefficienti parziali di sicurezza per le combinazioni di carico a SLU sono riportati nella tabella seguente:

Carichi	Effetti	Coefficiente Parziale	EQU	STR (A1)	GEO (A2)
Carichi Permanenti	favorevoli	γ_{G1}	0.90	1.00	1.00
	sfavorevoli		1.10	1.35	1.00
Carichi Permanenti non strutturali (compiutamente definiti)	favorevoli	γ_{G2}	0.90	1.00	1.00
	sfavorevoli		1.10	1.35	1.00
Carichi Variabili da Traffico	favorevoli	γ_{Q}	0.00	0.00	0.00
	sfavorevoli		1.35	1.35	1.15
Carichi Variabili	favorevoli	γ_{Qi}	0.00	0.00	0.00
	sfavorevoli		1.50	1.50	1.30
Variazioni Termiche	favorevoli	$\gamma_{\varepsilon 3}$	0.00	0.00	0.00
	sfavorevoli		1.20	1.20	1.00
Precompressione	favorevoli	γ_{P}	1.00	1.00	1.00
	sfavorevoli		1.00	1.00	1.00

I valori dei coefficienti di combinazione per le combinazioni di carico a SLU e a SLE sono riportati nella tabella seguente:

Azioni	Gruppo di Azioni		ψ_{0i}	ψ_{1i}	ψ_{2i}
Gruppo di Azioni da Traffico	1	Schema di Carico 1 (carichi concentrati)	0.75	0.75	0.00
		Schema di Carico 1 (carichi distribuiti)	0.40	0.40	0.00
		Schema di Carico 2	0.00	0.75	0.00
	2		0.00	0.00	0.00
Vento	Vento a ponte scarico		0.60	0.20	0.00
	Vento a ponte carico		0.60	0.00	0.00
Temperatura	Temperatura		0.60	0.60	0.50

8 SOLLECITAZIONI DI CALCOLO

Di seguito si riportano i risultati dell'analisi in termini di sollecitazioni nei vari elementi strutturali.

8.1 *ANALISI STATICA*



Figure 8.1 Diagramma di momento flettente - Peso acciaio + soletta

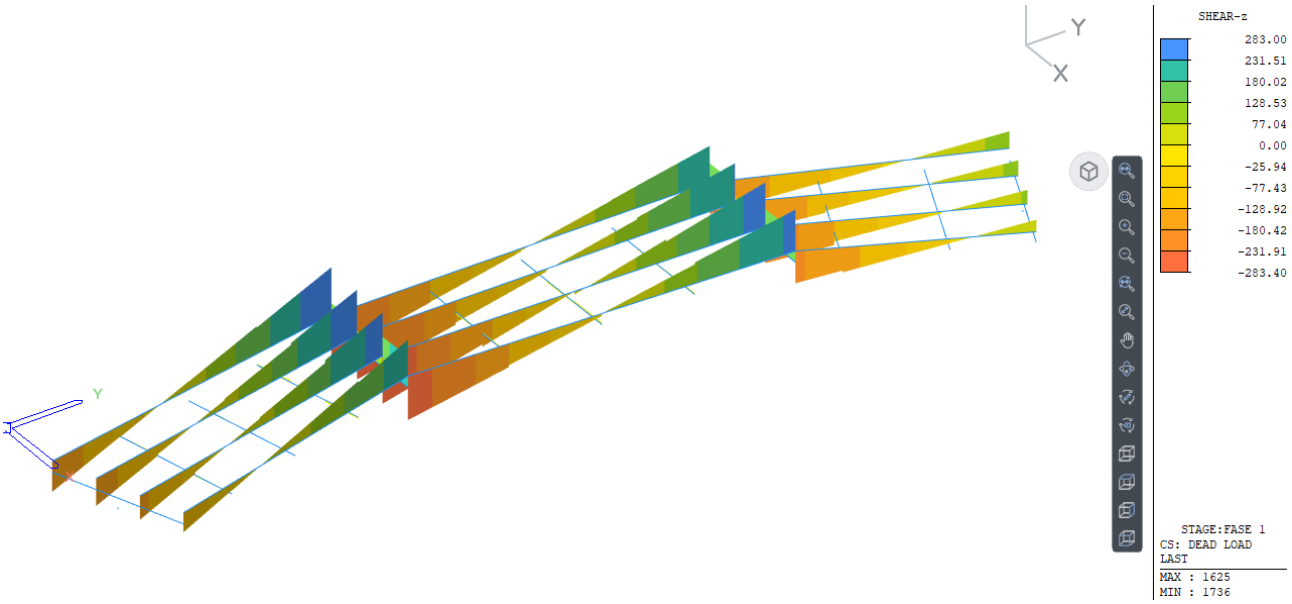


Figure 8.2 Diagramma del taglio- Peso acciaio + soletta

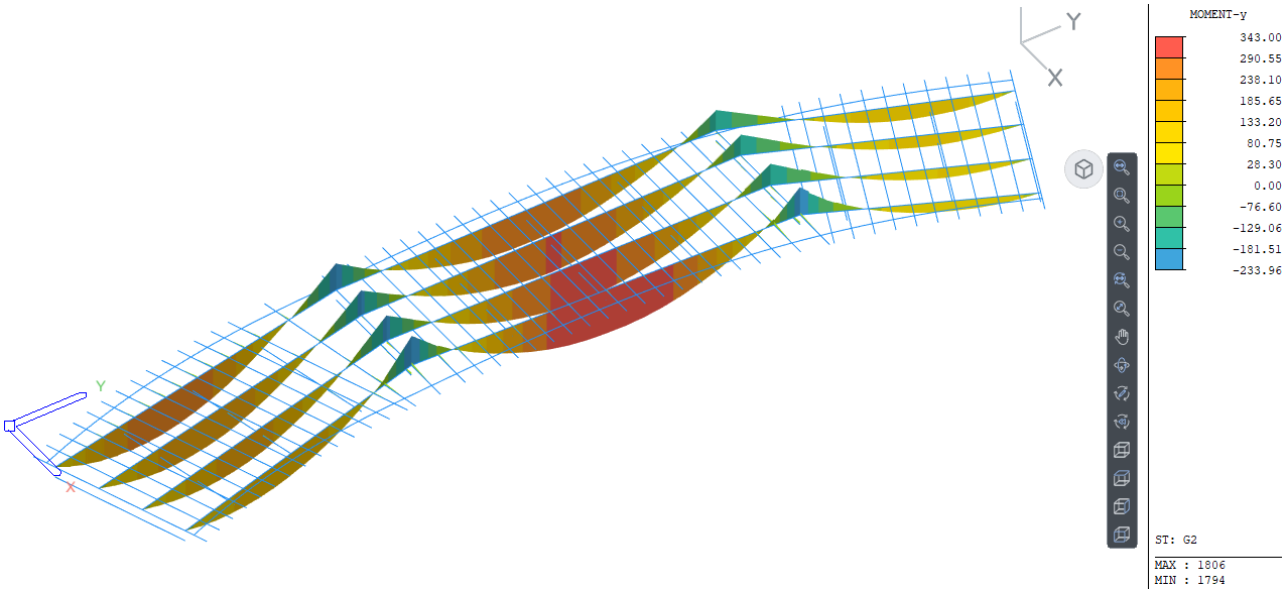


Figure 8.3 Diagramma di momento flettente – Permanenti portati

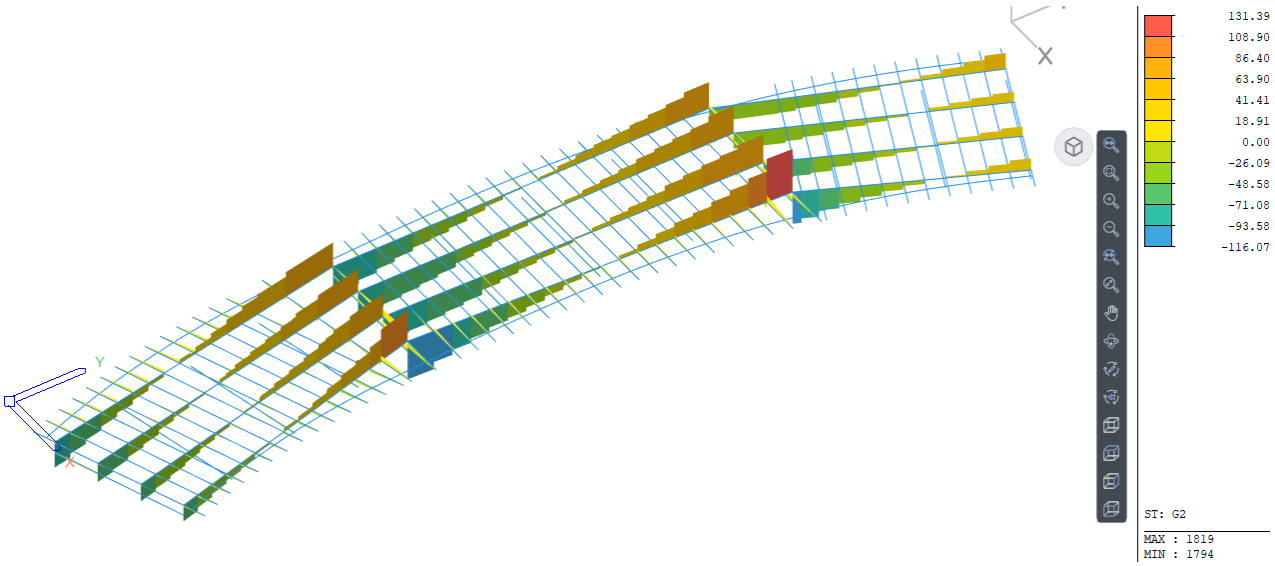


Figure 8.4 Diagramma del taglio – Permanenti portati

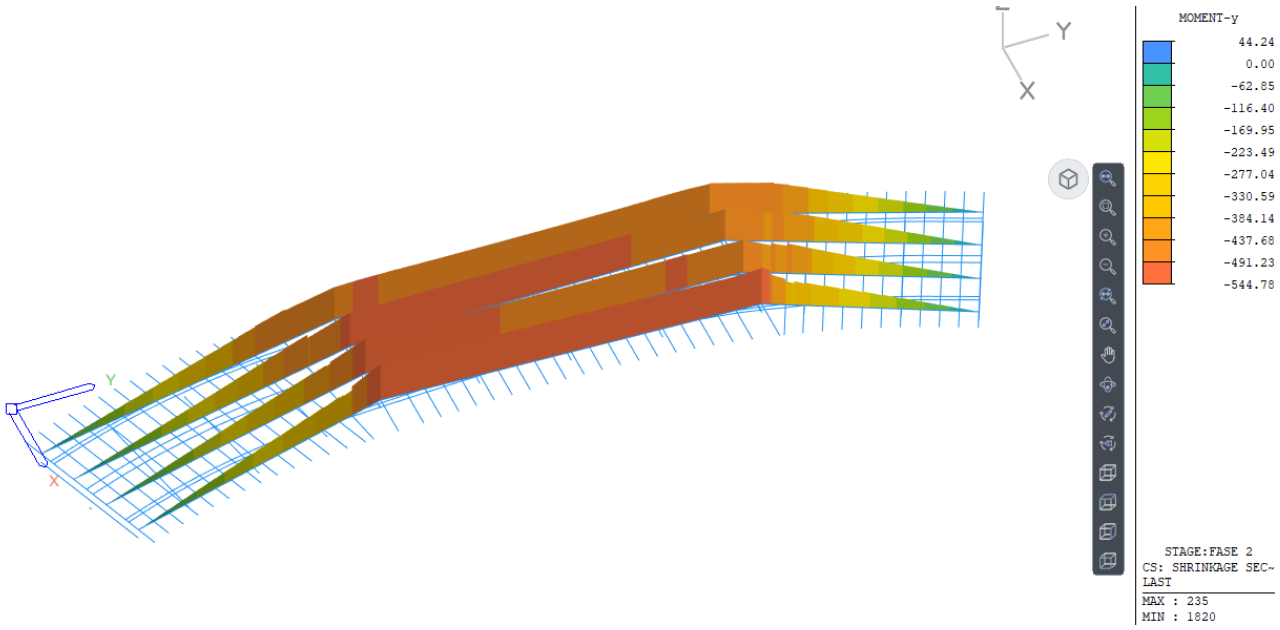


Figure 8.5 Diagramma di momento flettente – Effetto iperstatico ritiro

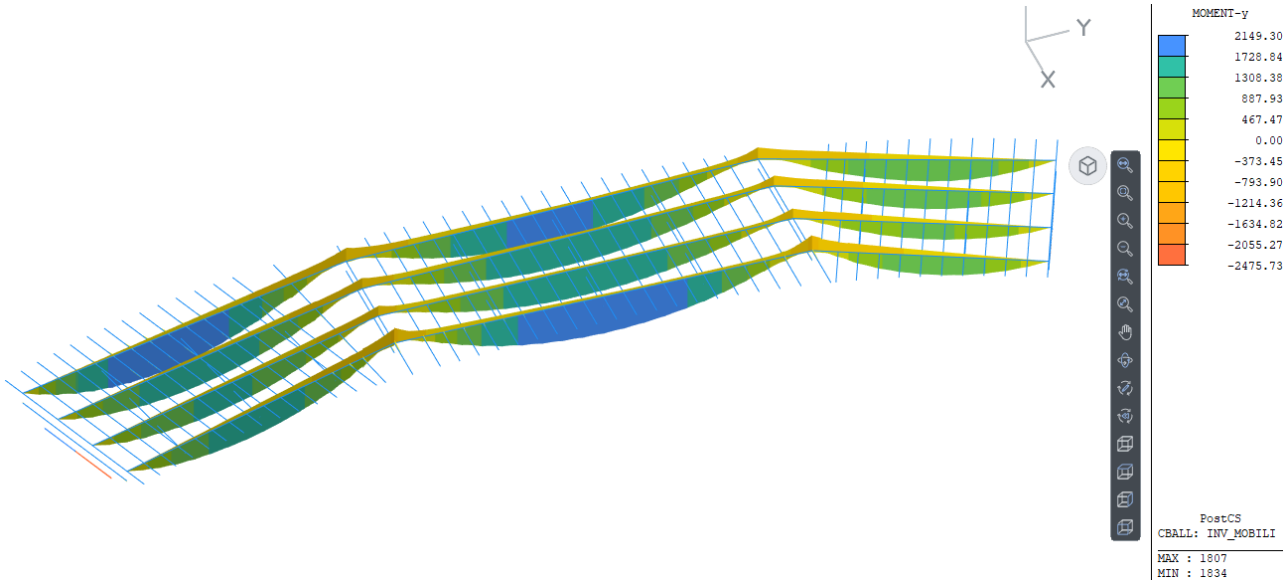


Figure 8.6 Diagramma di momento flettente – Schema di carico mobile 1

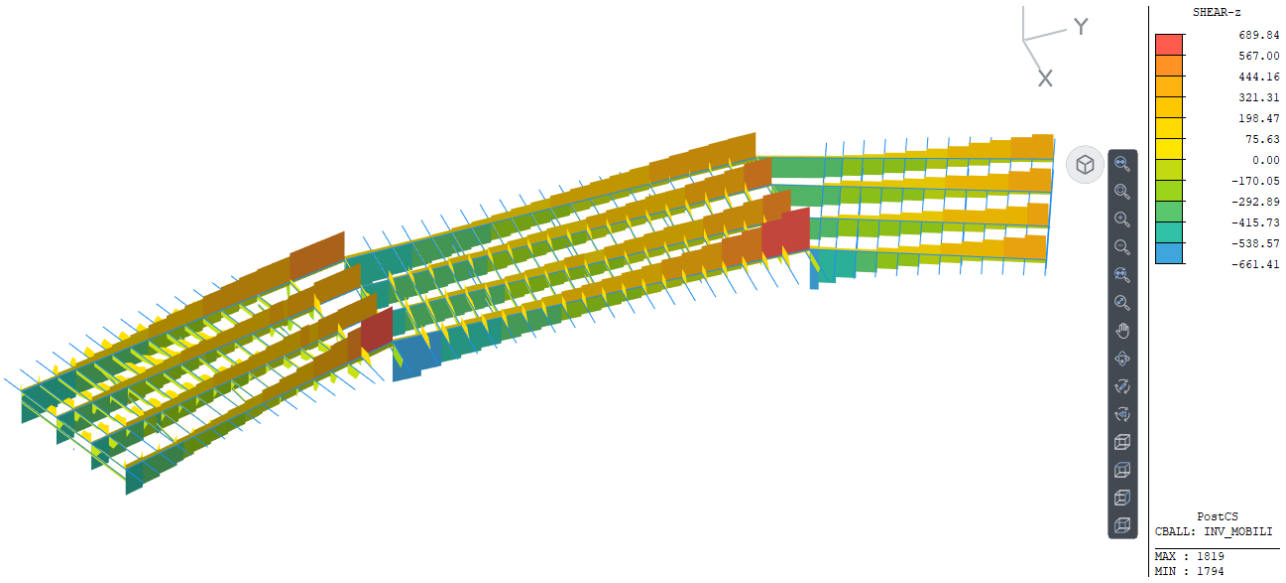


Figure 8.7 Diagramma del taglio – Schema di carico mobile 1

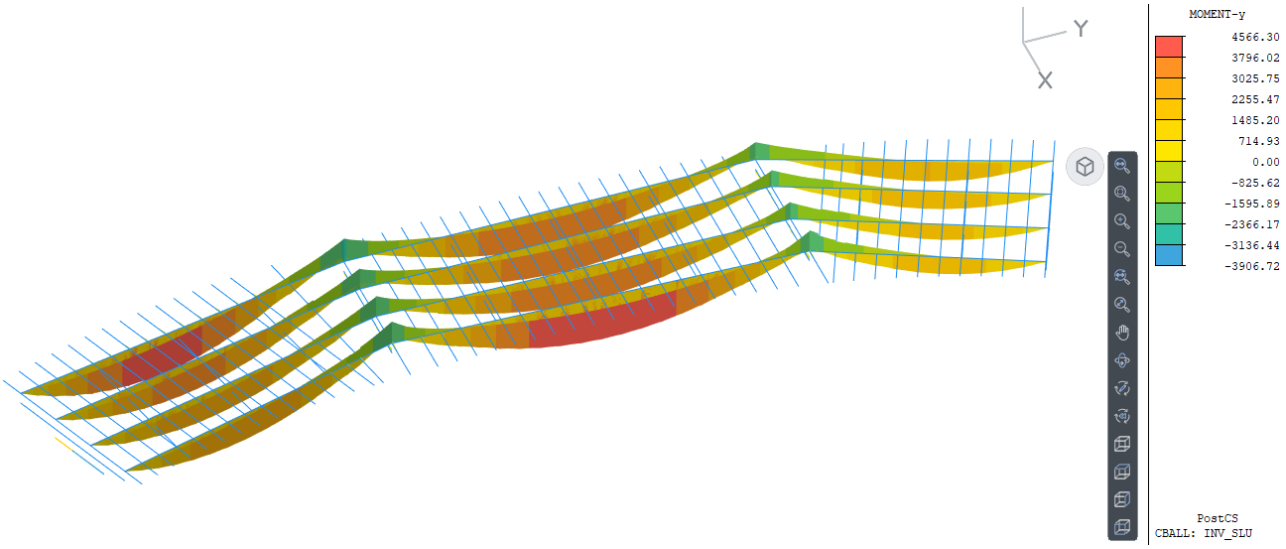


Figure 8.8 Diagramma di momento flettente – INV SLU

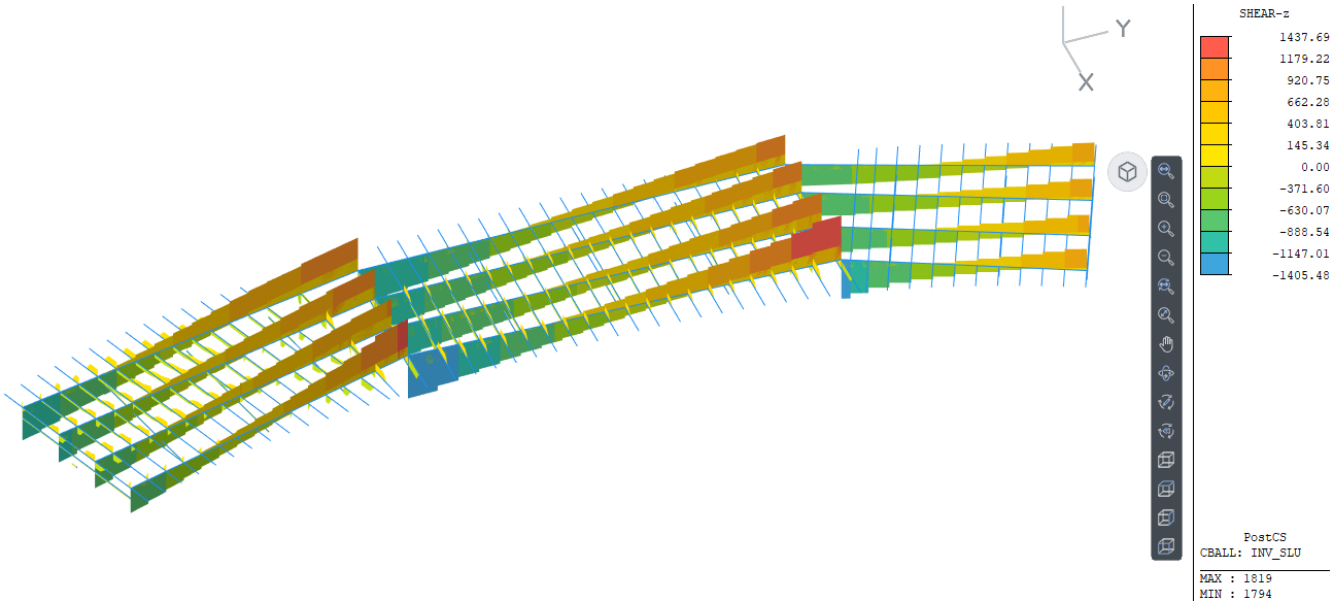


Figure 8.9 Diagramma del taglio – INV SLU

8.2 *ANALISI SISMICA*

Di seguito vengono illustrati i modi di vibrare più significativi e le tabelle relative alle informazioni più rilevanti dell'analisi stessa.

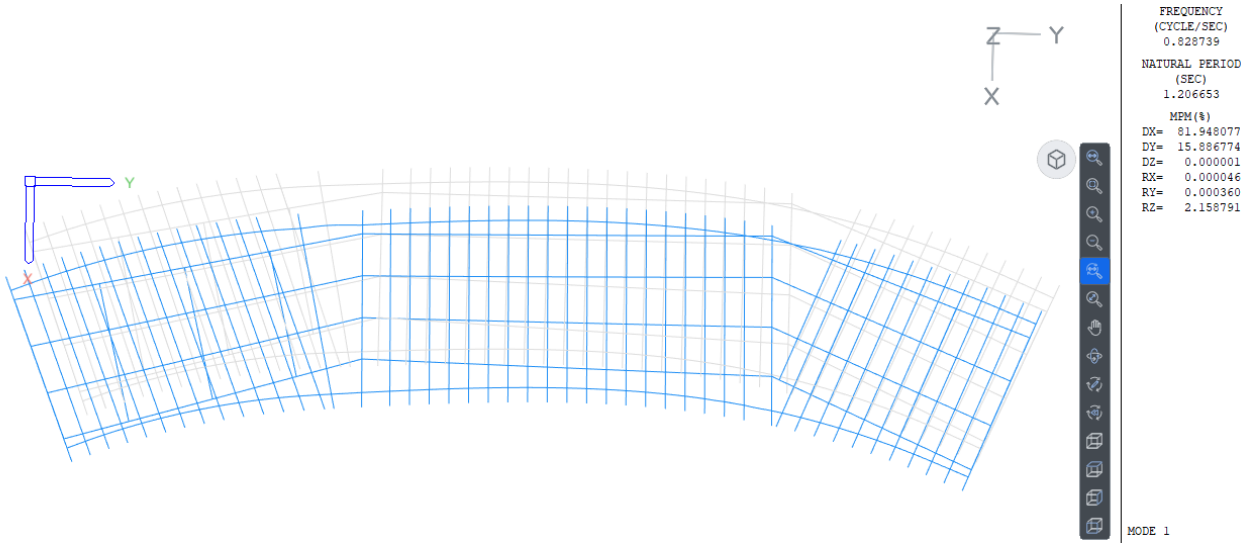


Figure 8.10 Deformata modale Modo n. 1

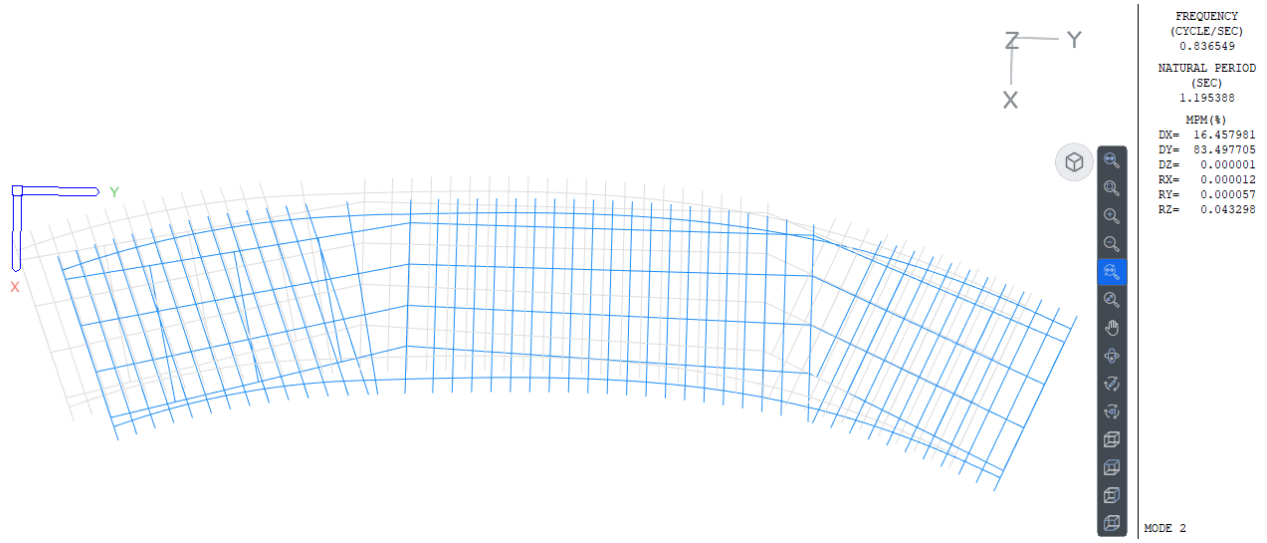


Figure 8.11 Deformata modale Modo n. 2

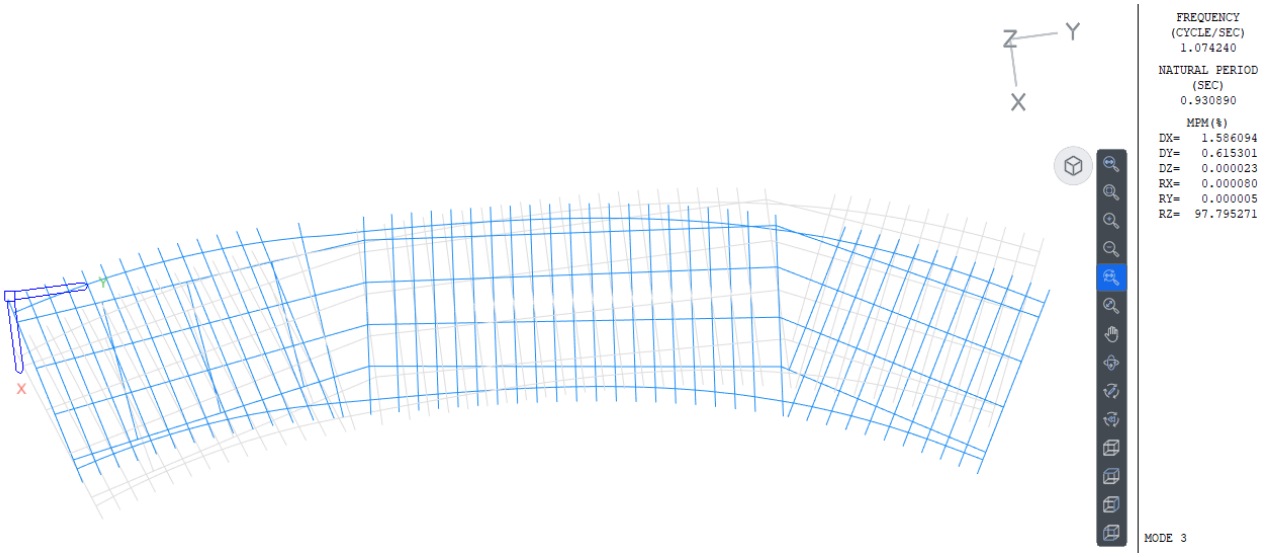


Figure 8.12 Deformata modale Modo n. 3

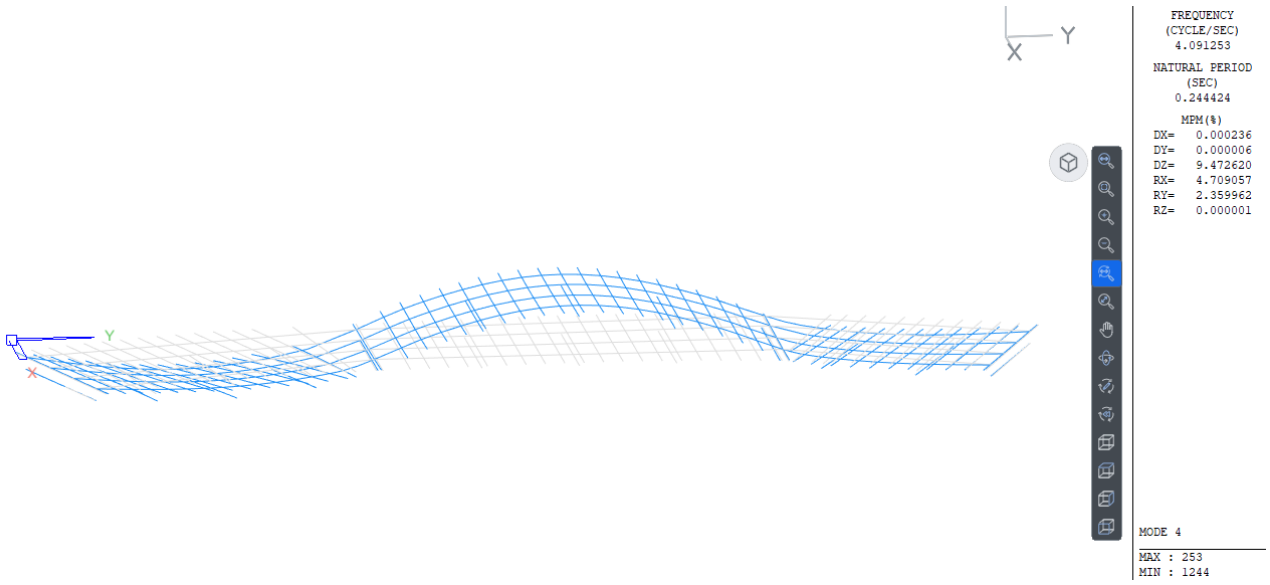


Figure 8.13 Deformata modale Modo n. 4

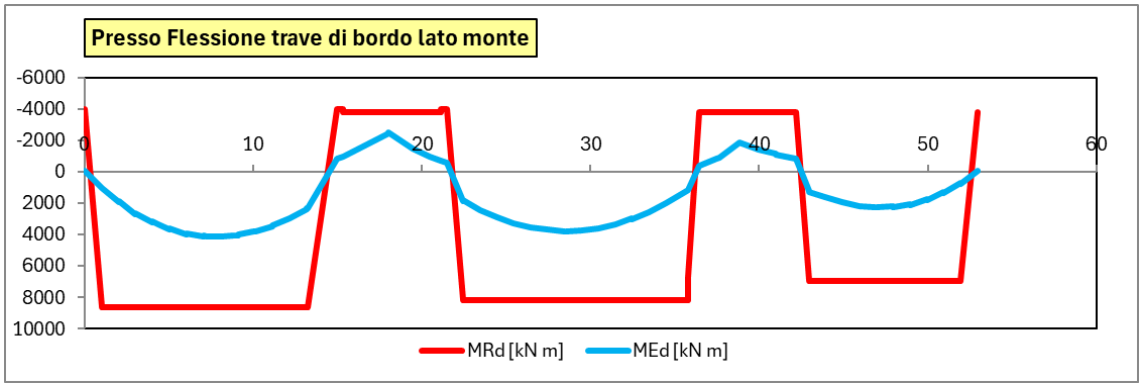
UX			UY			UZ		
Modo	Periodo [sec]	% massa eccitata	Modo	Periodo [sec]	% massa eccitata	Modo	Periodo [sec]	% massa eccitata
1	1.21	81.950	2	1.20	83.500	6	0.18	25.570
2	1.20	16.460	1	1.21	15.890	9	0.12	19.320
3	0.93	1.590	3	0.93	0.620	4	0.24	9.470
Totale tutti i modi (90)		100.000			100.000			93.520

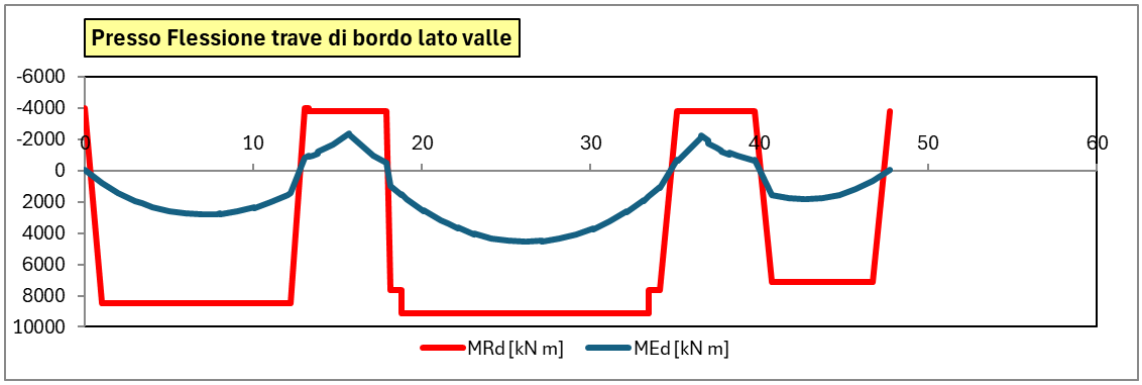
9 VERIFICA DELLE TRAVI LONGITUDINALI

9.1 *VERIFICA SLU PER PRESSOFLESSIONE*

Le verifiche sono state svolte attraverso il modulo *Design* presente all'interno del software di calcolo Midas Civil NX. In particolare, la determinazione del momento resistente – plastico o elastico – viene effettuata successivamente alla classificazione della sezione, in funzione della sua classe di appartenenza. Nel caso in cui la sezione risulti di classe 4, il calcolo della resistenza è riferito alla sezione efficace, determinata in conformità alle prescrizioni delle norme EN 1993-1-1 ed EN 1993-1-5.

Le verifiche sono state condotte sulla trave di bordo, individuata come l'elemento maggiormente sollecitato dal punto di vista statico e quindi più gravoso ai fini della sicurezza. Nel seguito si riporta il grafico di confronto tra il momento sollecitante di progetto e il momento resistente di calcolo. Dall'analisi si osserva che il momento resistente risulta in ogni sezione superiore al corrispondente momento sollecitante; pertanto, la verifica a flessione allo SLU risulta pienamente soddisfatta lungo l'intero sviluppo della trave.





Si riporta nel seguito la verifica per esteso delle sezioni tipologiche che presentano i massimi indici di fruttamento.

9.1.1 *SEZIONE TIPO 1 – ELEMENTO 1807 NODO I*

- **Member Information**

1) Design Code
   EN 1994-2 (NA : Italy)

2) Section Property
   Imp_2_dx

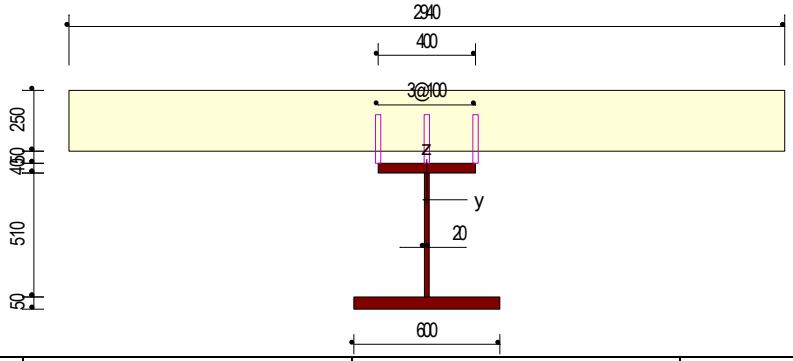
3) Material
   Steel
      f_y = 355.000MPa, E_s = 210,000.000MPa
   Concrete
      f_{ck} = 35.000MPa, E_{cm} = 34,000.000MPa
   Reinforcement
      f_{sk} = 450.000MPa, E_r = 206,000.000MPa

4) Length
   L = 1.001m

5) Partial factors

	Factor
γ_C for concrete	1.500
γ_S for reinforcing steel	1.150
γ_{M0} for structural steel	1.050
γ_{M1} for structural steel	1.050
γ_V for headed sutd	1.250
γ_{Ff} for equivalent constant Amplitude stress range	1.000
γ_{Mf} for fatigue strength	1.000
$\gamma_{Mf.s}$ for fatigue strength of studs in shear	1.000

6) Section Properties



	Steel Section	Short-Term Composite Section	Long-Term Composite Section
Area	56,200.000mm²	175,469.583mm²	175,469.583mm²
I_y	3.506771e+9mm⁴	1.531561e+10mm⁴	1.531561e+10mm⁴
I_z	1.113673e+9mm⁴	8.702355e+10mm⁴	8.702355e+10mm⁴
C_y	300.000mm	300.000mm	300.000mm
C_z	233.826mm	601.671mm	601.671mm

	Short-Term Composite Section(Cracked)	Long-Term Composite Section(Cracked)
Area	56,200.000mm²	56,200.000mm²
I_y	3.506771e+9mm⁴	3.506771e+9mm⁴
I_z	1.113673e+9mm⁴	1.113673e+9mm⁴
C_y	300.000mm	300.000mm
C_z	233.826mm	233.826mm

• Moment Capacity (y-Dir., Positive)

Pos. Moment	LCB	SLU	
	M_{Ed} / M_{Rd}	4,566.296kN·m / 9,152.723kN·m = 0.499	OK

1) Design Load

.	Value	Unit
$N_{a.Ed}$	-0.301	(kN)
$N_{c.Ed}$	-6.940	(kN)
$M_{a.Ed}$	879.645	(kN·m)
$M_{c.Ed}$	3,686.651	(kN·m)

2) Section classification *EN 1993-1-1:2005, 5.5.2*

Part	WTR	σ_1 (MPa)	σ_2 (MPa)	ε	λ_{Lim1-2}	λ_{Lim2-3}	λ_{Lim3-4}	Class
left top-flange	4.750	92.107	91.525	0.814	7.323	8.136	11.391	Class 1
right top-flange	4.750	91.464	90.883	0.814	7.323	8.136	11.391	Class 1
left bottom-flange	5.800	-202.520	-203.407	0.838	-	-	-	Class 1
right bottom-flange	5.800	-203.468	-204.356	0.838	-	-	-	Class 1
web	25.500	71.832	-178.860	0.814	-	-	-	Class 1
Class of cross-section	-	-	-	-	-	-	-	Class 1

$\varepsilon = \sqrt{235 / f_y}$

3) Plastic resistance moment $M_{pl.Rd}$ *EN 1994-2 : 6.2.1.2*

Plastic NA = 585.758mm
N_{slab} = 14,577.500kN
$N_{g.top}$ = 1,926.012kN (Upper side of PNA)
$N_{g.bot}$ = 16,503.512kN (Lower side of PNA)
$M_{pl.Rd}$ = 9,152.723kN·m
x_{pl} = 314.242mm
$M_{Rd} = \beta M_{pl.Rd}$ = 9,152.723kN·m
where, β = 1.000

4) Elastic resistance moment $M_{el.Rd}$ *EN 1994-2 : 6.2.1.4*

$x_{pl} / h = 0.349 \le 0.4$
$\sigma_{a.top} = M_{a.Ed} (z_{t.a} / I_{y.a}) + M_{c.Ed} (z_{t.c} / I_{y.c})$ = -91.450MPa
$\sigma_{a.bot} = M_{a.Ed} (z_{b.a} / I_{y.a}) + M_{c.Ed} (z_{b.c} / I_{y.c})$ = 203.483MPa

$$k = \frac{f_{sk} - M_{a.Ed} (z_a / I_{y.a})}{M_{c.Ed} (z_c / I_{y.c})} = 1.798$$

$M_{el.Rd} = M_{a.Ed} + k\ M_{c.Ed} = 7{,}508.018kN{\cdot}m$
$M_{Rd} = M_{el.Rd} = 7{,}508.018kN{\cdot}m$
Where,
$f_{yd.top} = 338.095MPa$
$f_{yd.bot} = 319.048MPa$

9.1.2 *SEZIONE TIPO 2 – ELEMENTO 1626 NODO I*

- **Member Information**

1) Design Code
EN 1994-2 (NA : Italy)

2) Section Property
Imp_2_sx_fess

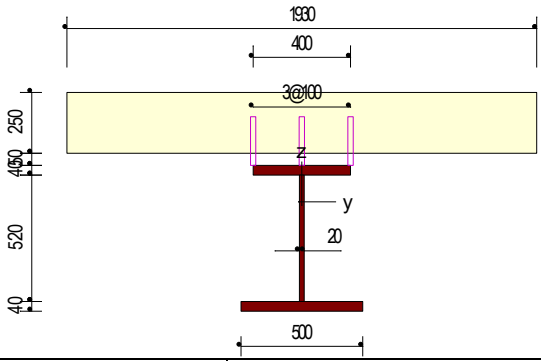
3) Material
Steel
$f_y = 355.000MPa$, $E_s = 210{,}000.000MPa$
Concrete
$f_{ck} = 35.000MPa$, $E_{cm} = 34{,}000.000MPa$
Reinforcement
$f_{sk} = 450.000MPa$, $E_r = 206{,}000.000MPa$

4) Length
L = 1.428m

5) Partial factors

	Factor
γ_C for concrete	1.500
γ_S for reinforcing steel	1.150
γ_{M0} for structural steel	1.050
γ_{M1} for structural steel	1.050
γ_V for headed sutd	1.250
γ_{Ff} for equivalent constant Amplitude stress range	1.000
γ_{Mf} for fatigue strength	1.000
$\gamma_{Mf.s}$ for fatigue strength of studs in shear	1.000

6) Section Properties



	Steel Section	Short-Term Composite Section	Long-Term Composite Section
Area	46,400.000mm²	124,696.019mm²	124,696.019mm²
I_y	3.034512e+9mm⁴	1.070079e+10mm⁴	1.070079e+10mm⁴
I_z	630,346,666.667mm⁴	2.493408e+10mm⁴	2.493408e+10mm⁴
C_y	250.000mm	250.000mm	250.000mm
C_z	275.862mm	589.268mm	589.268mm

	Short-Term Composite Section(Cracked)	Long-Term Composite Section(Cracked)
Area	46,400.000mm²	46,400.000mm²
I_y	3.034512e+9mm⁴	3.034512e+9mm⁴
I_z	630,346,666.667mm⁴	630,346,666.667mm⁴
C_y	250.000mm	250.000mm

C_z	275.862mm	275.862mm

- **Moment Capacity (y-Dir., Negative)**

Neg. Moment	LCB	SLU	
	M_{Ed} / M_{Rd}	-2,486.783kN·m / -3,797.486kN·m = 0.655	OK

1) Design Load

.	Value	Unit
$N_{a.Ed}$	-3.736	(kN)
$N_{c.Ed}$	24.874	(kN)
$M_{a.Ed}$	-1,249.333	(kN·m)
$M_{c.Ed}$	-1,237.449	(kN·m)

2) Section classification *EN 1993-1-1:2005, 5.5.2*

Part	WTR	σ_1 (MPa)	σ_2 (MPa)	ε	λ_{Lim1-2}	λ_{Lim2-3}	λ_{Lim3-4}	Class
left top-flange	4.750	-259.997	-265.782	0.814	-	-	-	Class 1
right top-flange	4.750	-266.391	-272.177	0.814	-	-	-	Class 1
left bottom-flange	6.000	233.226	225.918	0.814	7.323	8.136	11.391	Class 1
right bottom-flange	6.000	225.309	218.001	0.814	7.323	8.136	11.391	Class 1
web	26.000	192.833	-233.307	0.814	95.193	109.737	122.618	Class 1
Class of cross-section	-	-	-	-	-	-	-	Class 1

$\varepsilon = \sqrt{235 / f_y}$

3) Plastic resistance moment $M_{pl.Rd}$ *EN 1994-2 : 6.2.1.2*

Plastic NA = 200.000mm
N_{slab} = 0.000kN
$N_{rebar.t}$ = 0.000kN
$N_{rebar.b}$ = 0.000kN
$N_{g.top}$ = 7,843.810kN (Upper side of PNA)
$N_{g.bot}$ = 7,843.810kN
$M_{pl.Rd}$ = 3,797.486kN·m
$M_{Rd} = M_{pl.Rd}$ = 3,797.486kN·m

4) Elastic resistance moment $M_{el.Rd}$ *EN 1994-2 : 6.2.1.5*

x_{pl} / h = 0.778 > 0.4
$M_{Rd} = M_{pl.Rd}$ = 3,165.178kN·m
Where,
$f_{yd.top}$ = 338.095MPa
$f_{yd.bot}$ = 338.095MPa

9.2 *VERIFICA SLU PER TAGLIO*

Di seguito si riporta la verifica di resistenza a taglio considerando l'effetto dell'instabilità a taglio (*shear buckling*). Quest'ultima è stata condotta in accordo con il punto C4.2.4.1.3.4.1 della Circolare 21 gennaio 2019 n. 7 (e punto 5.2 dell'EC3 Parte 1-5 – UNI EN 1993-1-5: 2007). In particolare si precisa come i pannelli d'anima debbano essere verificati nei riguardi dell'instabilità per taglio quando il rapporto altezza spessore h_w/t supera il valore (per pannelli non irrigiditi):

$$\frac{h_w}{t} \geq \frac{72}{\eta} \cdot \varepsilon$$

Con η pari a 1.2, h_w altezza del pannello, t il suo spessore, k_t minimo coefficiente di instabilità per taglio del pannello, definito nel seguito così come ε.
Per il caso in esame non risulta necessaria la verifica all'instabilità in quanto:

$$\frac{h_w}{t} = \frac{520}{20} = 26 \leq \frac{72}{\eta} \cdot \varepsilon = 48.8 \text{ in corrispondenza dei pulvini}$$

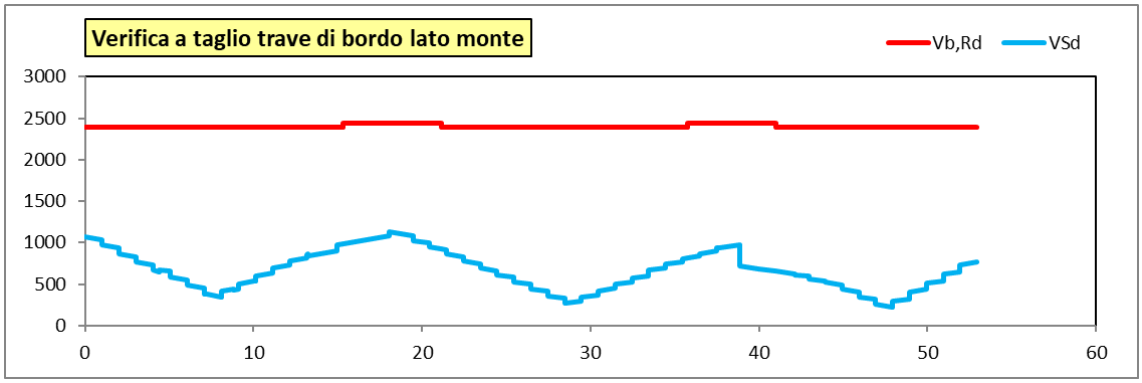
$$\frac{h_w}{t} = \frac{510}{20} = 25.5 \leq \frac{72}{\eta} \cdot \varepsilon = 48.8 \text{ in corrispondenza delle spalle}$$

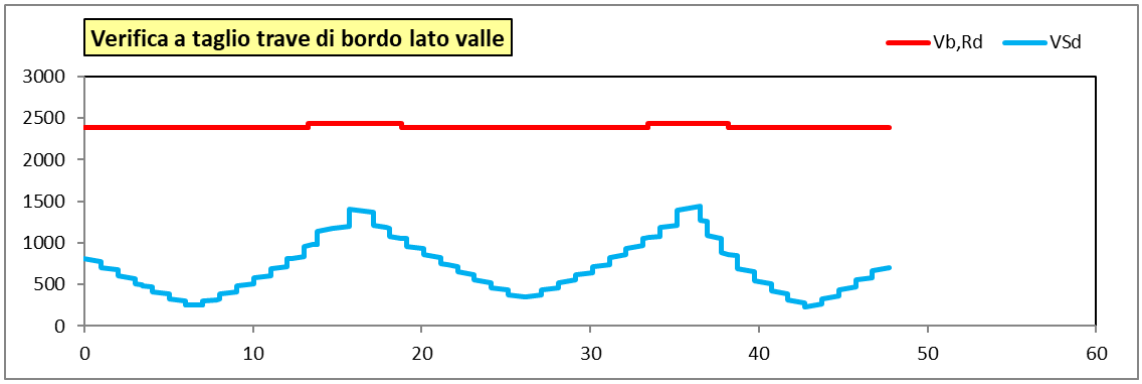
La resistenza a taglio di una trave in acciaio è data quindi dalla seguente espressione:

$V_{Rd} = \frac{\eta \cdot f_{yw} \cdot h_w \cdot t}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{M0}}$ = 2436 kN in corrispondenza dei pulvini > V_{Ed} = 1437 kN

$V_{Rd} = \frac{\eta \cdot f_{yw} \cdot h_w \cdot t}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{M0}}$ = 2389 kN in corrispondenza delle spalle > VEd = 175 kN

Le verifiche sono state condotte sulla trave di bordo, individuata come l'elemento maggiormente sollecitato dal punto di vista statico e quindi più gravoso ai fini della sicurezza. Nel seguito si riporta il grafico di confronto tra il taglio di progetto e il taglio resistente di calcolo. Dall'analisi si osserva che il taglio resistente risulta in ogni sezione superiore al corrispondente taglio sollecitante; pertanto, la verifica a taglio allo SLU risulta pienamente soddisfatta lungo l'intero sviluppo della trave.





10 VERIFICA DELLE CONESSIONI A TAGLIO CON PIOLI

10.1 *RESISTENZA CONNETTORI*

Le connessioni sono realizzate con n. 4 o n. 3 pioli dotati di testa aventi diametro 22 mm ed altezza H=200 mm, passo costante pari a 200 mm. Le caratteristiche meccaniche previste per il materiale sono riportate qui di seguito:

$f_{uk} \geq 450$ MPa
$f_{yk} \geq 350$ MPa

La resistenza di calcolo a taglio di un piolo dotato di testa, saldato in modo automatico, con collare di saldatura normale, posto in una soletta di calcestruzzo piena, può essere assunta pari al minore dei seguenti valori (in accordo con il punto 4.3.4.3.1.2 delle NTC2018):

$$P_{Rd,a} = \frac{0.8 \cdot f_t \cdot \left(\frac{\pi \cdot d^2}{4}\right)}{\gamma_V}$$

$$P_{Rd,c} = \frac{0.29 \cdot \alpha \cdot d^2 \cdot (f_{ck} \cdot E_c)^{0.5}}{\gamma_V}$$

dove:

- γ_V: fattore parziale definito al punto 4.3.3 delle NTC2018, pari a 1.25;
- f_t: resistenza a rottura dell'acciaio del piolo, assunta pari a 450 MPa (comunque minore di 500 MPa);
- d: diametro del piolo compreso tra 16 e 25 mm (pari a 22 mm nel caso in esame);
- h_{sc}: altezza del piolo dopo la saldatura, non minore di 3 volte il diametro del gambo del piolo;
- α: calcolato come:

  $\alpha=0.2\cdot(h_{sc}/d+1)$ per $3 \le h_{sc}/d \le 4$

  $\alpha=1.0$ per $h_{sc}/d > 4$

  Nel caso in esame α risulta essere pari a 1.

Con f_{ck} pari a 35 MPa ed E_c pari a 34625.5 MPa si ottiene:

- Pioli ϕ22 mm : $P_{Rd,a}$ = 109.49 kN
  $P_{Rd,c}$ = 127.7 kN
  P_{Rd} = min($P_{Rd,a}$; $P_{Rd,c}$) = 109.49 kN

10.2 *VERIFICHE SLU*

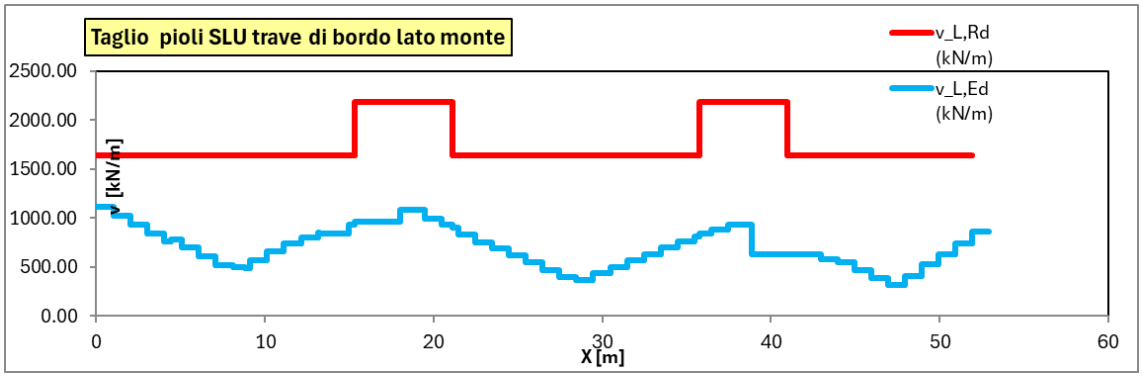
Si eseguono le verifiche allo Stato Limite Ultimo (SLU) per il taglio longitudinale dei connettori trave–soletta. Il calcolo delle forze di scorrimento è stato effettuato tenendo conto della classe della sezione. In particolare, per sezioni di classe 1 o 2, nel caso in cui $M_{Ed} > M_{el,Rd}$,l'azione di taglio longitudinale di progetto è determinata mediante la seguente espressione:

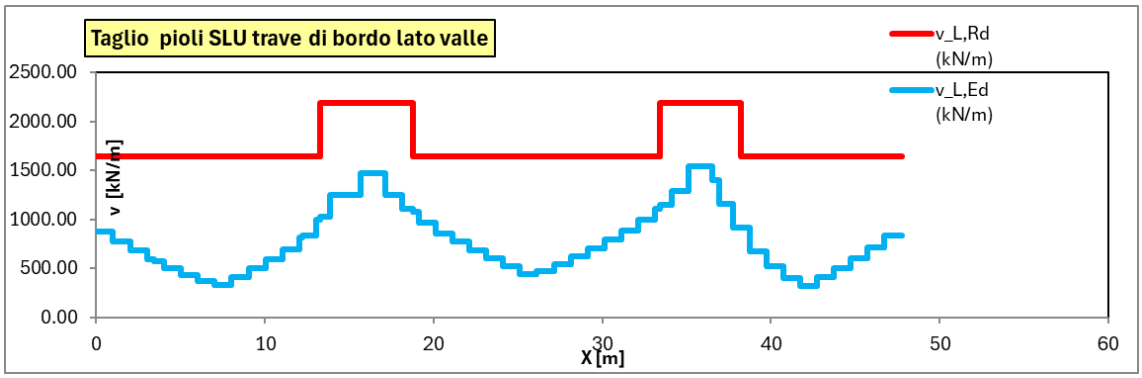
$$v_{L,Ed} = \frac{(N_{c,f} - N_{c,el})(M_{Ed} - M_{el,Rd})}{L_V\ (M_{pl,Rd} - M_{el,Rd})}$$

Negli altri casi, il taglio longitudinale viene valutato mediante la formula di Jourawski:

$$v_{L,Ed} = \frac{V_{Ed}\ S}{I}$$

dove V_{Ed} è il taglio di progetto, S il momento statico della porzione di sezione considerata rispetto all'asse neutro e I il momento d'inerzia della sezione composta.
Le verifiche sono state condotte sulla trave di bordo, individuata come l'elemento maggiormente sollecitato dal punto di vista statico e quindi più gravoso ai fini della sicurezza. Nel seguito si riporta il grafico di confronto tra il taglio longitudinale e il taglio resistente di calcolo. Dall'analisi si osserva che il taglio resistente risulta in ogni sezione superiore al corrispondente taglio sollecitante; pertanto, la verifica dei pioli allo SLU risulta pienamente soddisfatta lungo l'intero sviluppo della trave.

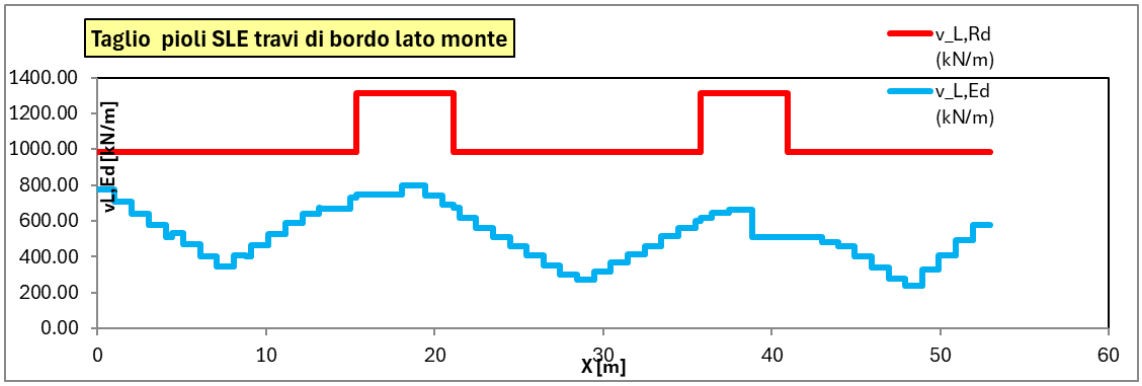


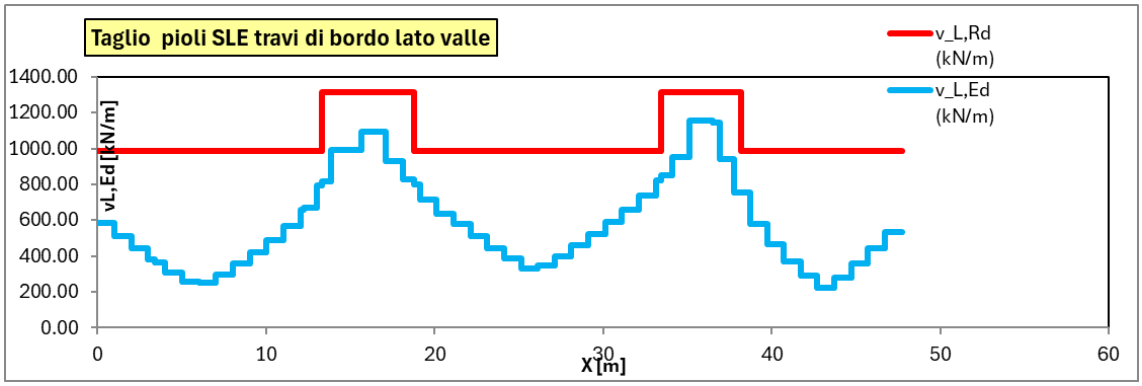


10.3 *VERIFICHE SLE*

In accordo con quanto indicato al punto 4.3.4.3.3 della Circolare 21 gennaio 2019 n. 7 per le travate da ponte occorre verificare che allo stato limite di esercizio il taglio longitudinale per ciascun connettore non ecceda il 60% della resistenza di progetto. Trattandosi di una verifica in esercizio la forza di scorrimento è stata calcolata utilizzando l'approccio elastico (Jourawsky).

Nel seguito si riporta il grafico di confronto tra il taglio longitudinale e il taglio resistente di calcolo. Dall'analisi si osserva che il taglio resistente risulta in ogni sezione superiore al corrispondente taglio sollecitante; pertanto, la verifica dei pioli allo SLU risulta pienamente soddisfatta lungo l'intero sviluppo della trave.





11 VERIFICHE A FATICA

Le verifiche a fatica dell'impalcato sono state condotte per vita illimitata, considerando il modello di carico a fatica n.2. Tra i vari mezzi, è stato considerato quello che produce sollecitazioni maggiori, viaggiante sulla corsia di marcia più lenta. In accordo con quanto riportato nella Circolare del 21 gennaio 2019 n.7 al punto C4.2.4.1.4.3, con vita illimitata si può intendere un numero di cicli di carico pari o maggiore a $N=10^8$.

In accordo con il punto C4.2.4.1.4.3 della Circolare n.7 del 21 gennaio 2019, la verifica a vita illimitata si esegue controllando che sia:

$$\Delta\sigma_{max,d} = \gamma_{Mf} \cdot \Delta\sigma_{max} \le \Delta\sigma_D = 0.737 \cdot \Delta\sigma_C \quad \rightarrow \quad \Delta\sigma_{max} \le \frac{0.737 \cdot \Delta\sigma_C}{\gamma_{Mf}}$$

$$\Delta\tau_{max,d} = \gamma_{Mf} \cdot \Delta\sigma_{max} \le \Delta\tau_D = \Delta\tau_L = 0.457 \cdot \Delta\tau_C \quad \rightarrow \quad \Delta\sigma_{max} \le \frac{0.457 \cdot \Delta\tau_C}{\gamma_{Mf}}$$

Assumendo che per la tipologia di elementi in esame le conseguenze della rottura per fatica siano significative e la struttura sia sensibile al danneggiamento per fatica, si ha γ_{Mf} pari a 1.35.

Per quanto concerne la verifica a fatica dei pioli, sono state condotte a danneggiamento considerando il modello di carico a fatica n.3.

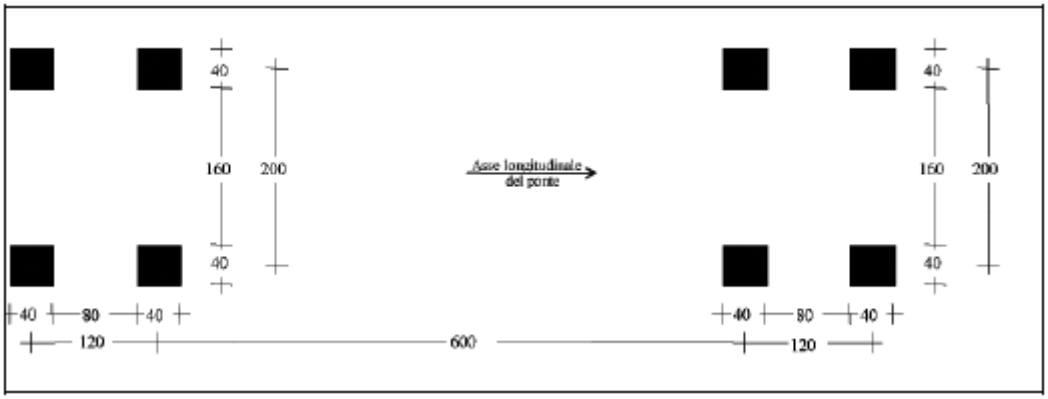


Figura 11.1 Modello di carico di fatica n. 3

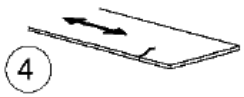
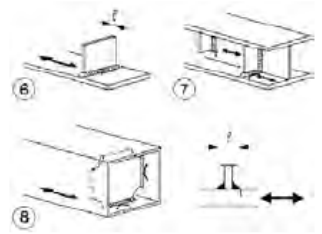
La verifica è stata condotta con il metodo dei coefficienti di danneggiamento equivalente λ.

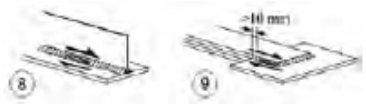
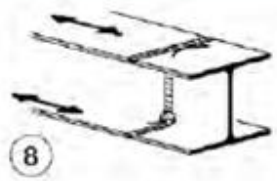
11.1 *DETTAGLI A FATICA*

11.1.1 *TRAVI LONGITUDINALI*

Vengono indicati i dettagli più limitativi ai fini del controllo:

Tabella C4.2.XII.a - *Dettagli costruttivi per prodotti laminati e estrusi e loro classificazione ($\Delta\sigma$)*

Classe del dettaglio	Dettaglio costruttivo	Descrizione	Requisiti
160 140(1)		Prodotti laminati e estrusi 1) Lamiere e piatti laminati; 2) Lamiere e piatti; 3) Profili cavi senza saldatura, rettangolari e circolari	Difetti superficiali e di laminazione e spigoli vivi devono essere eliminati mediante molatura
140 125(1)		Lamiere tagliate con gas o meccanicamente 4) Taglio a gas automatico o taglio meccanico e successiva eliminazione delle tracce del taglio	4) Tutti i segni visibili di intaglio sui bordi devono essere eliminati. Le aree di taglio devono essere lavorate a macchina. Graffi e scalfitture di lavorazione devono essere paralleli agli sforzi
125 112(1)		5) Taglio a gas manuale o taglio a gas automatico con tracce del taglio regolari e superficiali e successiva eliminazione di tutti i difetti dei bordi	4) e 5) Angoli rientranti devono essere raccordati con pendenza ≤1:4, in caso contrario occorre impiegare opportuni fattori di concentrazione degli sforzi. Non sono ammesse riparazioni mediante saldatura
80 (a) 71 (b)		Attacchi trasversali 6) Saldati a una piastra 7) Nervature verticali saldate a un profilo o a una trave composta 8) Diagrammi di travi a cassone composte, saldati all'anima o alla piattabanda (a) $\ell \leq 50$ mm (b) $50 < \ell \leq 80$ mm Le classi sono valide anche per nervature anulari	6) e 7) Le parti terminali delle saldature devono essere molate accuratamente per eliminare tutte le rientranze presenti 7) Se la nervatura termina nell'anima, $\Delta\sigma$ deve essere calcolato usando le tensioni principali

Classe del dettaglio	Dettaglio costruttivo	Descrizione	Requisiti
80		8) Cordoni d'angolo continui soggetti a sforzi di sconnessione, quali quelli di composizione tra anima e piattabanda in travi composte saldate 9) Giunzioni a sovrapposizione a cordoni d'angolo soggette a tensioni tangenziali	8) $\Delta\tau$ deve essere calcolato in riferimento alla sezione di gola del cordone 9) $\Delta\tau$ deve essere calcolato in riferimento alla sezione di gola del cordone, considerando la lunghezza totale del cordone, che deve terminare a più di 10 mm dal bordo della piastra
90		8) Come il dettaglio 3), ma con lunette di scarico Per spessori t>25 mm, si deve adot-tare una classe ridotta del coefficiente $k_s = (25/t)^{0.2}$	Saldature effettuate da entrambi i lati, molate in direzione degli sforzi e sottoposte a controlli non distruttivi. Le saldature devono essere iniziate e terminate su tacchi d'estremità, da rimuovere una volta completata la saldatura I bordi esterni delle saldature devono essere molati in direzione degli sforzi I profili laminati devono avere le stesse dimensioni, senza differenze dovute a tolleranze

Per il caso in esame $k_s = (25/50)^{0.2} = 0.87$

Si ottengono i seguenti limiti:

- Piattabanda superiore $\Delta\sigma_{minimo} = \Delta\sigma_D = 0.737 \cdot 80/1.35 = 43.67$ MPa

- Anima $\Delta\tau_{minimo} = \Delta\tau_D = 0457 \cdot 80/1.35 = 27.1$ MPa
- Piattabanda inferiore $\Delta\sigma_{minimo} = \Delta\sigma_D = 0.737 \cdot 0.87 \cdot 90/1.35 = 42.8$ MPa

11.1.2 *PIOLI*

La resistenza a fatica dei connettori è pari a 90 MPa a 2 10^6 milioni di cicli. Si assume che le strutture siano poco sensibili alla rottura per fatica e che essa produca conseguenze significative; il coefficiente parziale di sicurezza per le verifiche è quindi pari a:

- $\gamma_{Mf,s} = 1.15$

I coefficienti di equivalenza assumono i seguenti valori:

- $\lambda_1 = 1.55$: EN 1994-2:2005, § 6.8.6.2(4)
- $\lambda_2 = \frac{Q_{m1}}{Q_0}\left(\frac{N_{obs}}{N_0}\right)^{1/m} = 0.92$: EN 1993-2, § 9.5.2

  Q_{m1} = 440 kN: massa complessiva a pieno carico autotreno o autoarticolato a 5 assi
  Q0 = 480 kN : peso del modello a fatica n.3
  N_{obs} = 0.5 x 10^6 : flusso annuo di veicoli pesanti > 100 kN sulla corsia lenta, per strade ed autostrade con traffico medio di mezzi pesanti.
  N_0 = 0.5 x 10^6

- $\lambda_3 = \left(\frac{T_{Ld}}{100}\right)^{1/m} = 0.917$

  T_{ld} = 50 anni: vita di progetto a fatica del ponte
  m=8

- λ_4 = 1: fattore per traffico pesante sulle altre corsie

$\lambda = \lambda_1 \cdot \lambda_2 \cdot \lambda_3 \cdot \lambda_4 = 1.55 \cdot 0.92 \cdot 0.917 \cdot 1 = 1.308$ ($<\lambda_{max} = 2.00$)

Si ottiene il seguente limite a fatica:

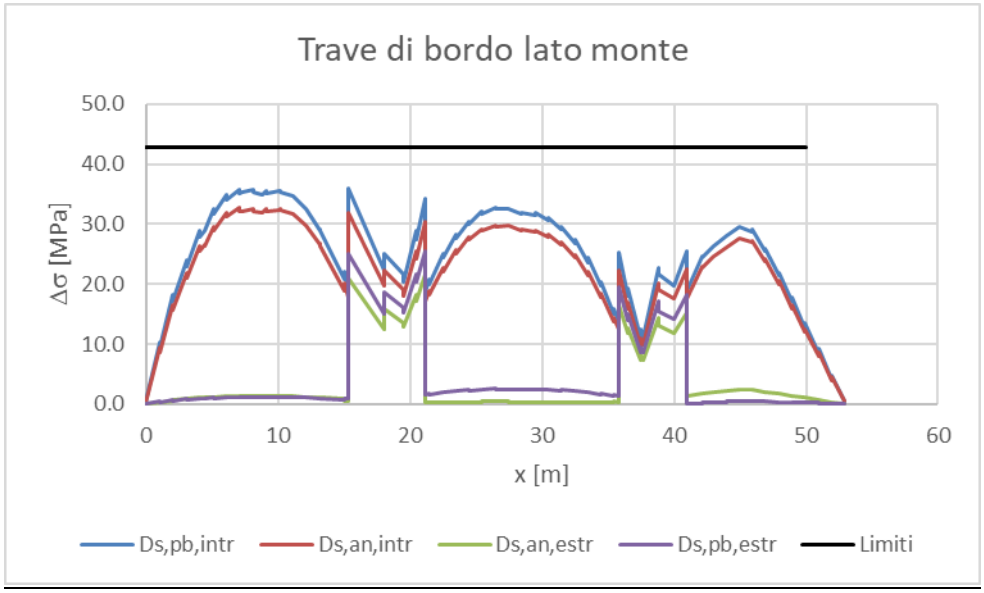
$$\lambda \cdot \Delta\sigma_s \cdot \gamma_{Fs,f} = 1.303 \cdot \Delta\sigma_s \cdot 1 \leq \frac{\Delta\sigma_R}{\gamma_{Ms,f}} = \frac{90}{1.15} = 78.26\ MPa$$

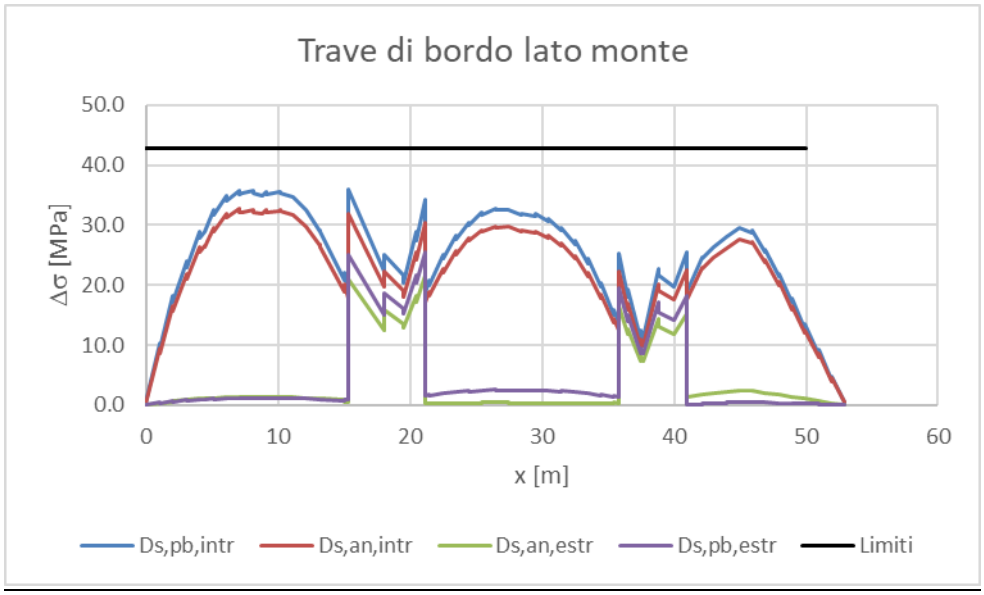
$$\Delta\sigma_s \leq \frac{78.26}{1.308} = 59.83\ MPa$$

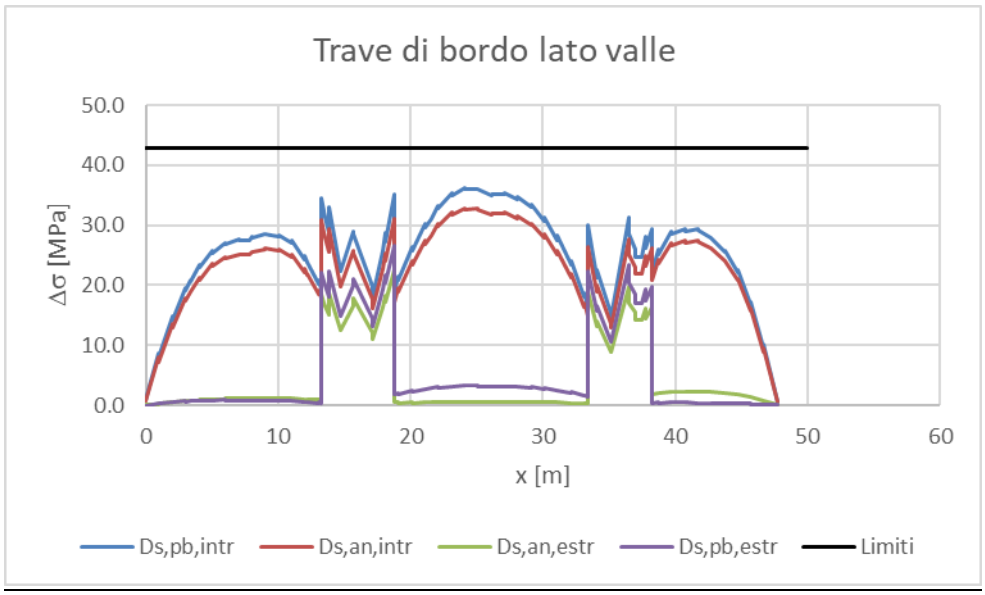
11.2 *ESITI VERIFICHE*

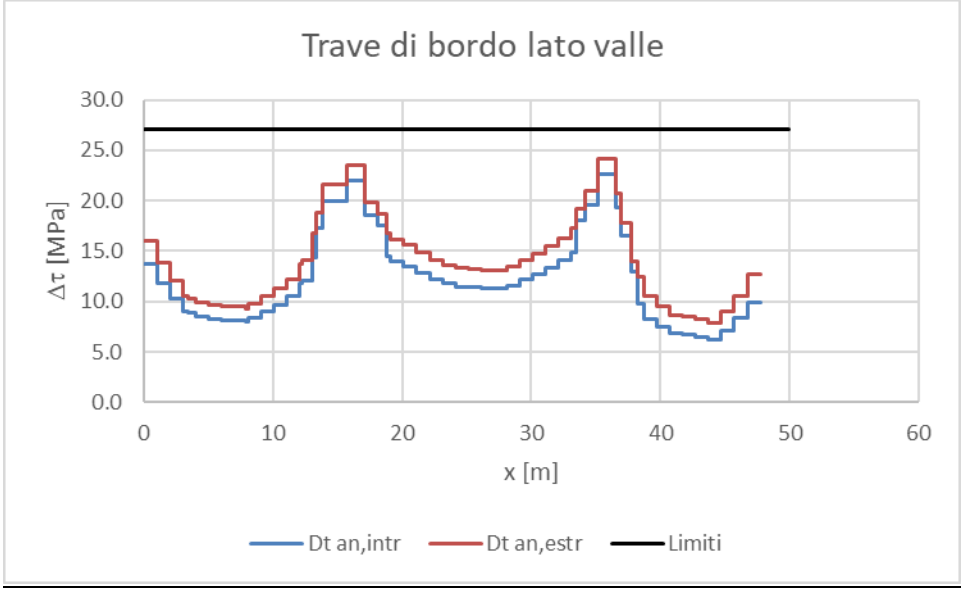
Si riporta nel seguito una tabella riassuntiva delle tensioni massime ottenute nei vari punti della sezione.

11.2.1 *TRAVE PRINCIPALE*


Trave di bordo lato monte
Δσ [MPa]
50.0
40.0
30.0
20.0
10.0
0.0
0
10
20
30
40
50
60
x [m]
Ds,pb,intr
Ds,an,intr
Ds,an,estr
Ds,pb,estr
Limiti

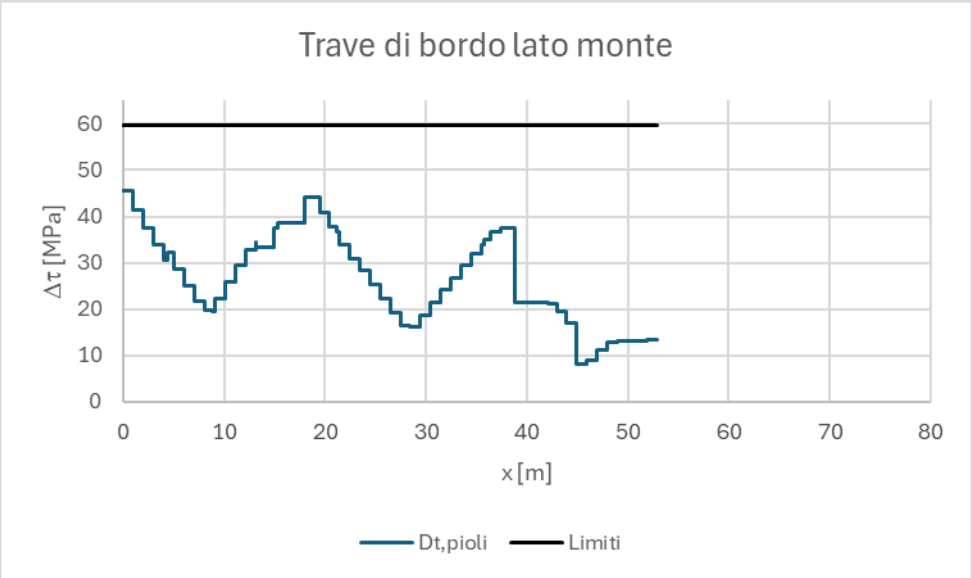

Trave di bordo lato monte
Δσ [MPa]
50.0
40.0
30.0
20.0
10.0
0.0
0
10
20
30
40
50
60
x [m]
Ds,pb,intr
Ds,an,intr
Ds,an,estr
Ds,pb,estr
Limiti

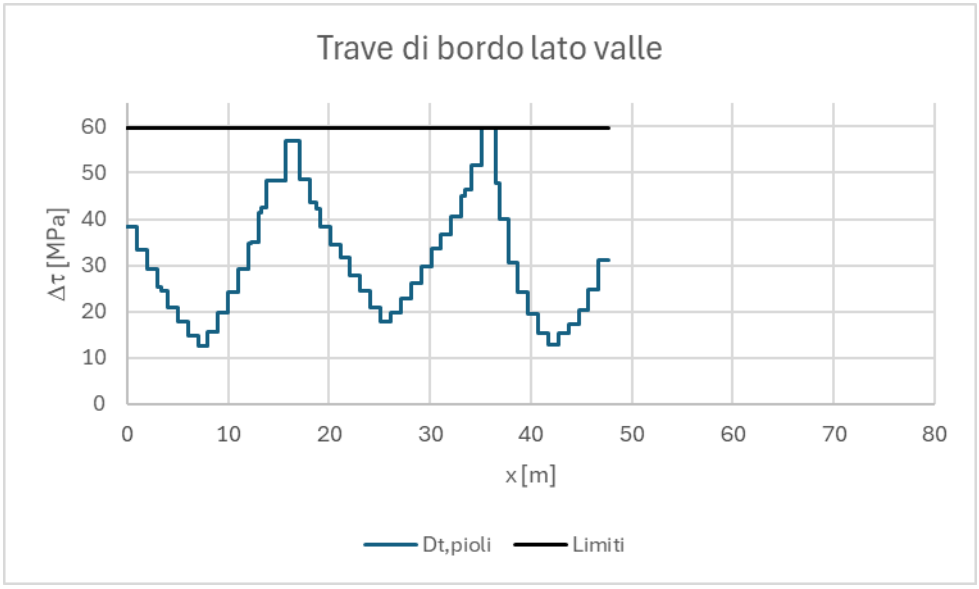

Trave di bordo lato valle
Δσ [MPa]
50.0
40.0
30.0
20.0
10.0
0.0
0
10
20
30
40
50
60
x [m]
Ds,pb,intr
Ds,an,intr
Ds,an,estr
Ds,pb,estr
Limiti



Le tensioni risultano inferiori ai limiti sopra riportati, la verifica risulta soddisfatta.

11.2.2 *PIOLI*





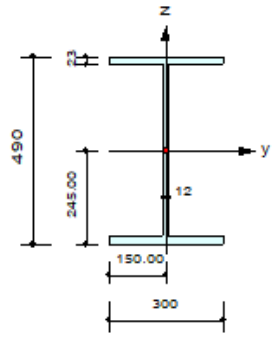
Le tensioni risultano inferiori ai limiti sopra riportati, la verifica risulta soddisfatta.

12 VERIFICHE TRAVERSI

Si riportano nel seguito le verifiche di resistenza dei traversi realizzati mediante profili laminatati HEA500.

1. Design Information

Design Code	Eurocode3-2:05(Italy)
Unit System	N, mm
Member No	115
Material	S355 (No:2)
	(Fy = 355.000, Es = 210000)
Section Name	HEA500 (No:4)
	(Rolled : HEA500).
Member Length	: 2500.00



2. Member Forces

Axial Force	Fxx = -296431 (LCB: 3-MY, POS:J)
Bending Moments	My = -489388013, Mz = -3857150
End Moments	Myi = 186495649, Myj = -489388013 (for Lb)
	Myi = 186495649, Myj = -489388013 (for Ly)
	Mzi = 1929196, Mzj = -3857150 (for Lz)
Shear Forces	Fyy = -10668 (LCB: 3-FY, POS:J)
	Fzz = 315781 (LCB: 3+FZ, POS:J)

Depth	490.000	Web Thick	12.0000
Top F Width	300.000	Top F Thick	23.0000
Bot.F Width	300.000	Bot.F Thick	23.0000
Area	19800.0	Asz	5880.00
Qyb	158905	Qzb	11250.0
Iyy	869700000	Izz	103700000
Ybar	150.000	Zbar	245.000
Wely	3550000	Welz	691000
ry	210.000	rz	72.4000

3. Design Parameters

Unbraced Lengths — Ly = 2500.00, Lz = 2500.00, Lb = 2500.00

Effective Length Factors — Ky = 1.00, Kz = 1.00

Moment Factor / Bending Coefficient

Cmy = 1.00, Cmz = 1.00, Cb = 1.00

4. Checking Result

Axial Resistance

N_Ed/MIN[Nc_Rd, Nb_Rd] = 296431/6694286 = 0.044 < 1.000 ..... O.K

Bending Resistance

M_Edy/M_Rdy = 489388013/1285882299 = 0.381 < 1.000 ..... O.K

M_Edz/M_Rdz = 3857150/355332686 = 0.011 < 1.000 ..... O.K

Combined Resistance

R.MNRd = MAX[M_Edy/Mny_Rd, M_Edz/Mnz_Rd]

R.BiM = (M_Edy/Mny_Rd)^α + (M_Edz/Mnz_Rd)^β

R.byN = N_Ed/(A*fy/γM0), R.byM = M_Edy/My_Rd + M_Edz/Mz_Rd

Rc.LT1 = N_Ed/(χy*A*fy/γM1)

Rb.LT1 = (kyy*M_Edy)/(χLT*Wply*fy/γM1) + (kyz*M_Edz)/(Wplz*fy/γM1)

Rc.LT2 = N_Ed/(χz*A*fy/γM1)

Rb.LT2 = (Kzy*M_Edy)/(χLT*Wply*fy/γM1) + (Kzz*M_Edz)/(Wplz*fy/γM1)

Rmax = MAX[R.MNRd, R.BiM, (R.byN+R.byM), MAX(Rc.LT1+Rb.LT1, Rc.LT2+Rb.LT2)] = 0.431 < 1.000 .. O.K

Shear Resistance

V_Edy/Vy_Rd = 0.004 < 1.000 ..... O.K

V_Edz/Vz_Rd = 0.215 < 1.000 ..... O.K

13 VERIFICA DI DEFORMABILITÀ

Le deformazioni massime, calcolate con i valori caratteristici dei carichi mobili, non dovranno superare i seguenti limiti:

L [m]	≤ 20	40	60	80	100	150	200
f/L	0,002	0,002	0,002	0,002	0,002	0,00225	0,00225
ϕ_{max}	0,005	0,006	0,007	0,008	0,010	0,015	0,020

N.B.: per valori intermedi è ammessa l'interpolazione lineare.

Nel caso in esame quindi si avrà

f ≤ L/500

Dove:

L = luce di calcolo;

f = massima freccia verticale.

Si riporta la freccia massima dovuta ai carichi da traffico ottenuta da modello:

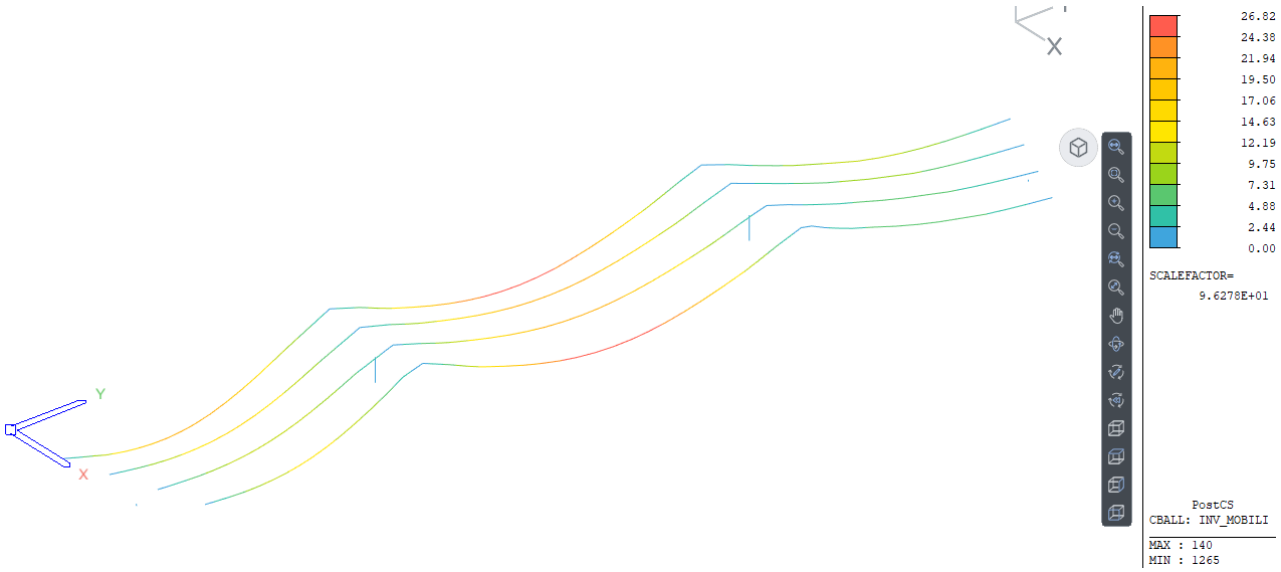


Figure 13.1 Deformata elastica dovuta ai soli carichi mobili

	L_{med}	Freccia massima	Freccia limite
	[m]	[mm]	[mm]
SP1 - P1	16.84	33.68	21.35
P1 - P2	20.8	41.6	26.82
P2 - SP2	10.63	21.26	10.68

Le verifiche risultano soddisfatte.

14 VERIFICHE DELLA SOLETTA

Nel presente paragrafo si analizza il comportamento trasversale della soletta dell'impalcato. In particolare, viene effettuato esclusivamente lo studio del comportamento statico locale della soletta. La soletta è realizzata con coppelle prefabbricate in acciaio, con funzione di cassero a perdere, avente uno spessore di 5 mm, su cui viene gettato in opera il calcestruzzo con spessore costante di 245 mm. La larghezza totale della soletta e circa pari a 10.00m. La soletta poggia su quattro travi principali metalliche, il cui interasse varia circa da 2.10 m a 2.50 m.

14.1 *VERIFICHE DELLE LASTRE TRALICCIATE METALLICHE*

Per motivi di cantierizzazione, visto che il traffico non potrà essere interrotto durante le fasi di costruzione del ponte, si rende necessario gettare la soletta in due fasi differenti. Tale scelta impone che le coppelle metalliche sulla quale si farà getto saranno divise in due parti. Si effettuano le verifiche a ribaltamento delle coppelle e le verifiche di resistenza.
Si mostra di seguito lo schema con la quale è suddivisa la soletta nelle due fasi:

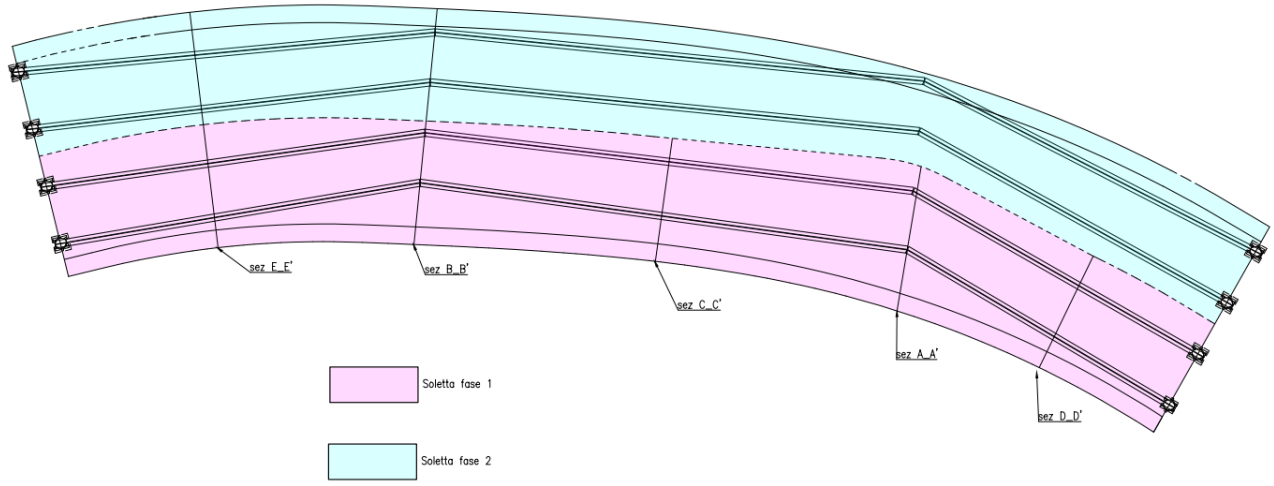


Figure 14.1:Schema della fascistica del getto della soletta

Si prescrive che nelle sezioni A-A' e nelle sezioni B-B', punti nella quale si ha lo sbalzo massimo, nel getto di fase 1, le coppelle siano sostenute da adeguate puntellature (almeno un puntello al metro per i tre metri precedenti e successi alla sezioni individuate nella figura precedente). Tali puntelli dovranno essere predisposti sulla trave metallica esterna e dismessi una volta completata la maturazione del calcestruzzo.
Le coppelle metalliche sono armate con tralicci metallici aventi 1Ø16 superiore, 2Ø16 inferiori e staffe Ø10 a passo 200mm. I tralicci dovranno avere tra loro una spaziatura di 300 mm. La distanza tra la barra superiore e quella inferiore dovrà essere di 170 mm. Si mostra di seguito uno schema:

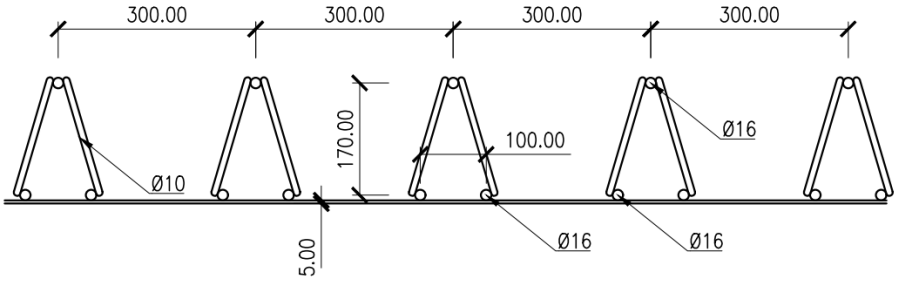


Figure 14.2:Sezione della coppella tipo

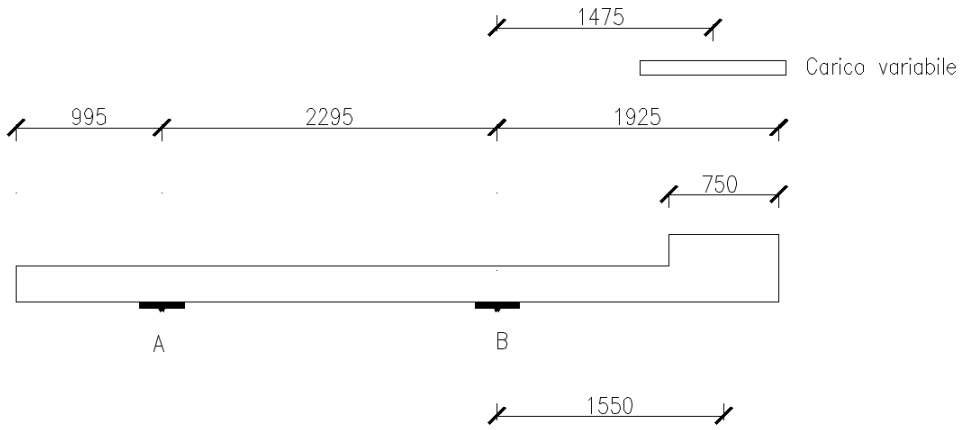
Nei paragrafi successivi si effettueranno prima le verifiche a ribaltamento delle sezioni individuate precedentemente, e successivamente si riporteranno le verifiche strutturali.
I carichi presi in considerazione sia per la condizione di ribaltamento che per la condizione strutturale sono i seguenti:

- Peso proprio della lastra,
- Peso del getto di calcestruzzo,
- Peso del cordolo in calcestruzzo,
- Carico variabile, pari a 1.5 kN/m^2, posto nella condizione più sfavorevole.

Si prescrive che il getto della soletta dovrà essere svolto sempre prima nel campo centrale tra le due travi, poi sulla porzione di sbalzo più corta e solo in ultimo nella porzione di sbalzo più ampia.

14.1.1 *VERIFICA DELLA SEZIONE C-C'*

Si mostra di seguito la sezione di verifica:



Si effettua la verifica a ribaltamento della lastra considerando che possa ruotare intorno al punto B.

predalles			getto soletta su campo B			getto cordolo			carico variabile		
t	1	m	t	1	m	t	1	m	t	1	m
h	0.005	m	h	0.245	m	h	0.15	m	h	1	m
b	1.925	m	b	1.925	m	b	0.75	m	b	1	m
gamma	78.6	kN/m3	gamma	25	kN/m3	gamma	25	kN/m3	gamma	1.5	kN/m3
P_instab	0.756525	kN	P_instab	11.79063	kN	P_instab	2.8125	kN	P_instab	1.5	kN
braccio	0.9625		braccio	0.9625		braccio	1.55		braccio	1.475	m
gamma	1.3		gamma	1.3		gamma	1.3		gamma	1.5	
M_inst	0.946602	kNm	M_inst	14.75302	kNm	M_inst	5.667188	kNm	M_inst	3.31875	kNm
tot	24.68556	kNm									

predalles			getto di soletta su campo a		
t	1	m	t	1	m
h	0.005	m	h	0.245	m
b	3.29	m	b	3.29	m
gamma	78.6	kN/m3	gamma	25	kN/m3
P_instab	1.29297	kN	P_instab	20.15	kN
braccio	1.645		braccio	1.645	m
gamma	1		gamma	1	
M_stab	2.13	kNm	M_stab	33.14881	kNm
tot	35.28	kNm			
C/D	1.429				

Il momento instabilizzante è inferiore rispetto al momento stabilizzante, per cui la verifica risulta soddisfatta.
Si procede adesso al calcolo della resistenza.

Per il calcolo delle sollecitazioni, si costruisce un modello FEM. La lastra viene modellata come un unico elemento beam avente inerzia ed aria pari a quella del traliccio.

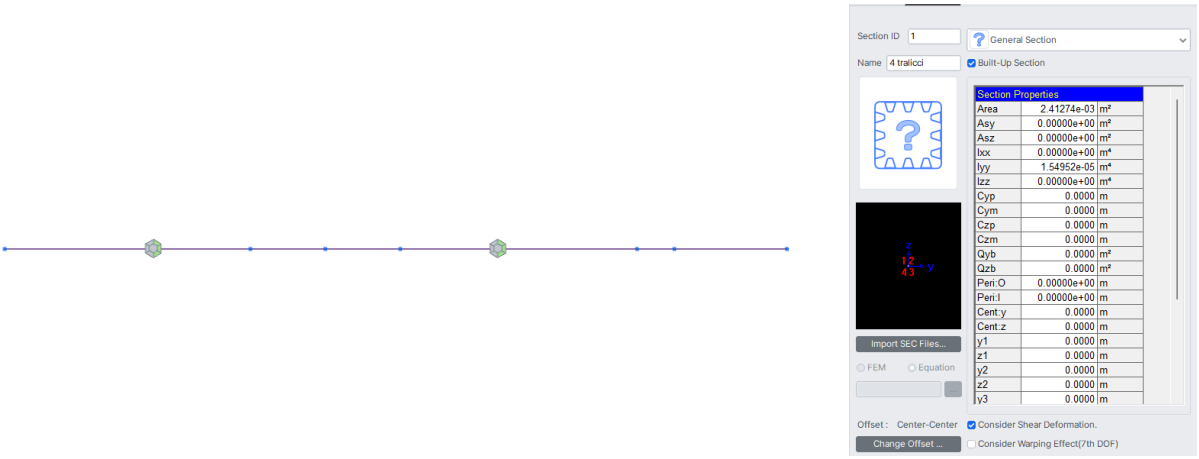


Figure 14.3:Schema semplificato delle coppelle

Si dispongono i carichi in modo da massimizzare le sollecitazioni sull'elemento. Si mostrano di seguito le combinazioni considerate al fine di massimizzare le sollecitazioni:

	soletta liquida_primo campo	peso del cordolo	soletta liquida_secondo campo	soletta liquida_terzo campo	peso della lastra	carico variabile_lato cordo	carico variabile_lato libero	carico variabile_centrale
SLU_1			1.3		1.3			1.5
SLU_2	1.3	1.3	1.3	1.3	1.3	1.5		
SLU_3	1.3	1.3	1.3	1.3	1.3		1.5	
SLE_1			1		1			1
SLE_2	1	1	1	1	1	1		
SLE_3	1	1	1	1	1		1	

Si mostrano le sollecitazioni massime (Envelope) ottenute dal modello di calcolo:

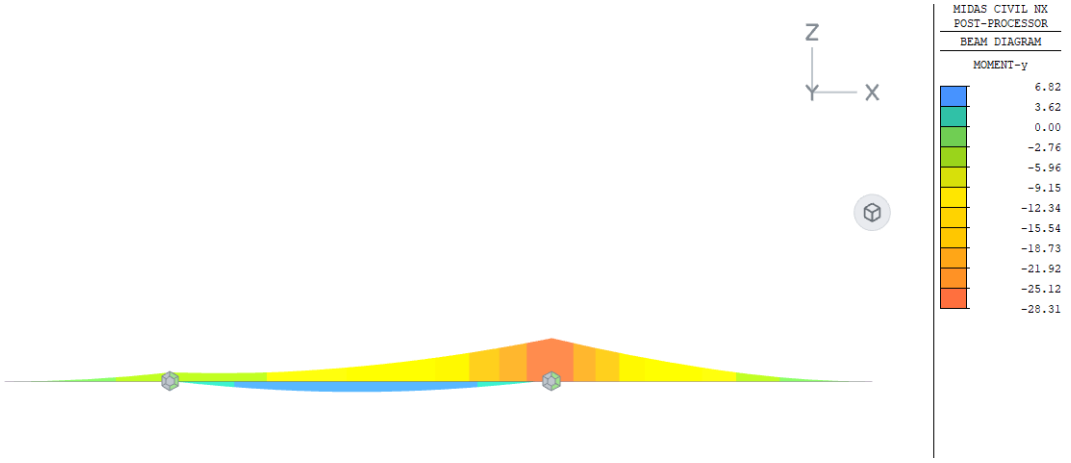


Figure 14.4:Diagramma del momento

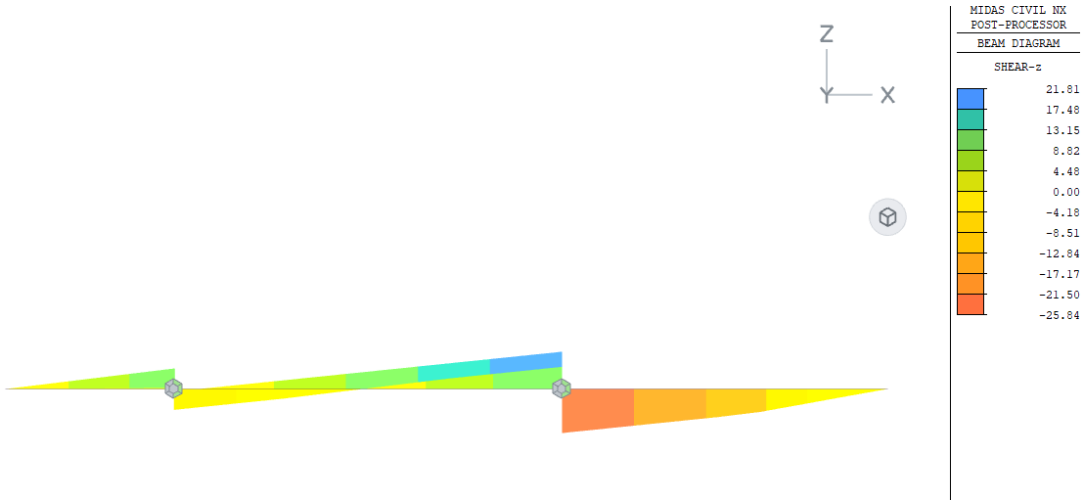


Figure 14.5:Diagramma del taglio

14.1.1.1 VERIFICHE DI RESISTENZA

Si mostrano le verifiche a flessione e taglio sulle sezioni maggiormente sollecitate:

CALCOLO PREDALLES			
APPOGGIO [mensola]			
b	1200	mm	
h	245	mm	
spessore lastra inf	5	mm	
hu	170	mm	
n_tralicci	4		
ϕ_sup	16	mm	
n_sup	1		
area sup	201.06	mm2	
ϕ_inf	16	mm	
n_inf	2		
area inf	402.12	mm2	
ϕ_staffe	10	mm	
area staffe	78.54	mm2	
i	100	mm	
passo staffe	200	mm	
VERIFICA A MOMENTO			
Med	28.31	KNm	
Fed/sing	41.63	KN	
verifica barra tesa			
σ	207.06	MPa	
fyd	391.30	MPa	
C/D	1.89		
VERIFICATO			
verifica asta_compressa			
β	1		
l0	200	mm	
i	4.00	mm	
\lambda	50.00		[4.2.47]
\omega	1.34		
σ	138.73	MPa	
fyd	391.30	MPa	
C/D	2.82		
VERIFICATO			

CALCOLO PREDALLES			
CAMPATA			
b	1200	mm	
h	245	mm	
spessore lastra inf	5	mm	
hu	170	mm	
n_tralicci	4		
ϕ_sup	16	mm	
n_sup	1		
area sup	201.06	mm2	
ϕ_inf	16	mm	
n_inf	2		
area inf	402.12	mm2	
ϕ_staffe	10	mm	
area staffe	78.54	mm2	
i	100	mm	
passo staffe	200	mm	
VERIFICA A MOMENTO			
Med	6.82	KNm	
Fed/sing	10.03	KN	
verifica barra tesa			
σ	24.94	MPa	
fyd	391.30	MPa	
C/D	15.69		
VERIFICATO			
verifica asta_compressa			
β	1		
l0	200	mm	
i	4.00	mm	
\lambda	50.00		[4.2.47]
\omega	1.34		
σ	66.84	MPa	
fyd	391.30	MPa	
C/D	5.85		
VERIFICATO			

VERIFICA A TAGLIO			
Ved	18.75	KN	
verifica asta_compressa			
β	1		
l0	199.35	mm	
i	2.50	mm	
\lambda	79.74		[4.2.47]
\gamma	8.04		
\alpha	67.71		
Lstaffa	199.35	mm	
\omega	1.55		
S	2.56	KN	
σ	50.48	MPa	
fyd	391.30	MPa	
C/D	7.75		
VERIFICATO			

14.1.1.2 VERIFICHE DEGLI SPOSTAMENTI VERTICALI

Si effettuano anche le verifiche di deformabilità della soletta in accordo al capitolo 4.2.4.2.1. e alla tabella Tab 4.2.XII. Per la quale si prescrive un limite di deformabilità pari a L/250.

Si considera la condizione più gravosa, corrispondete alla freccia in corrispondenza dello sbalzo. In questo caso la L è pari a due volte la luce dello sbalzo. Le frecce vengono direttamente calcolate da modello di calcolo:

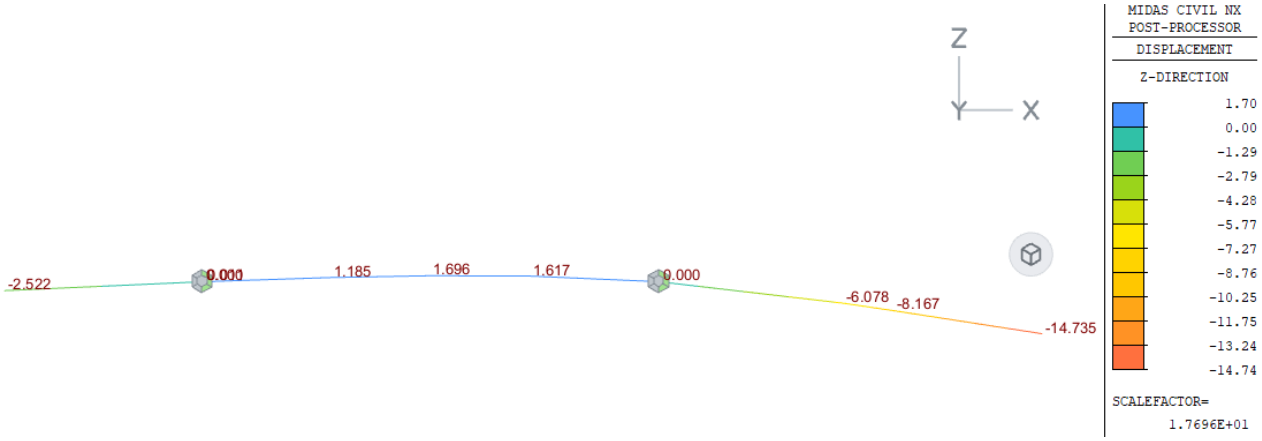


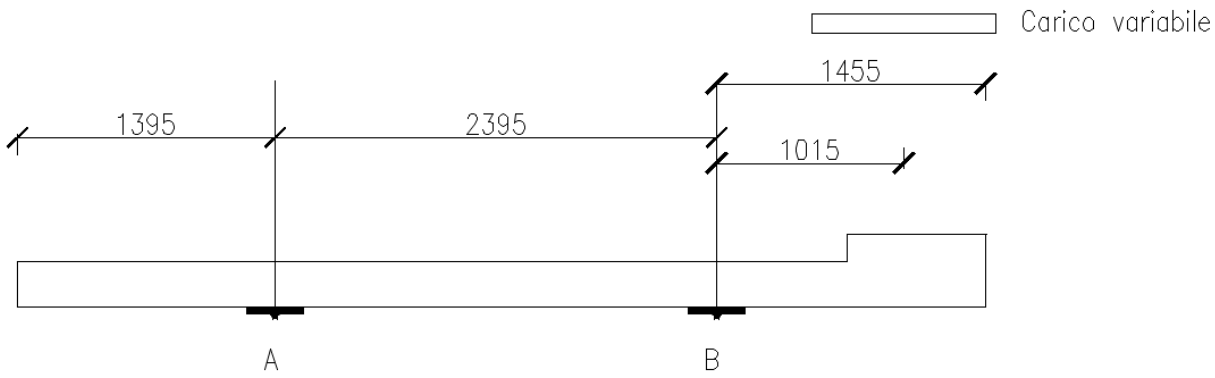
Figure 14.6:Frecce calcolate allo SLE

VERIFICA FRECCIA			
Ig	15495172.73		
l	1925	mm	
f	14.74	mm	
F_lim	15.4	mm	
VERIFICATO			

La freccia risulta inferiore rispetto a quella limite, per cui la verifica è soddisfatta.

14.1.2 *VERIFICA DELLA SEZIONE D-D'*

Si mostra di seguito la sezione di verifica:



Si effettua la verifica a ribaltamento della lastra considerando che possa ruotare intorno al punto B.

predalles			getto soletta su campo B			getto cordolo			carico variabile		
t	1	m	t	1	m	t	1	m	t	1	m
h	0.005	m	h	0.245	m	h	0.15	m	h	1	m
b	1.455	m	b	1.455	m	b	0.75	m	b	1	m
gamma	78.6	kN/m3	gamma	25	kN/m3	gamma	25	kN/m3	gamma	1.5	kN/m3
P_instab	0.571815	kN	P_instab	8.911875	kN	P_instab	2.8125	kN	P_instab	1.5	kN
braccio	0.7275		braccio	0.7275		braccio	1.015		braccio	1.455	m
gamma	1.3		gamma	1.3		gamma	1.3		gamma	1.5	
M_inst	0.540794	kNm	M_inst	8.428406	kNm	M_inst	3.711094	kNm	M_inst	3.27375	kNm
tot	15.95	kNm									

predalles			getto di soletta su campo a		
t	1	m	t	1	m
h	0.005	m	h	0.245	m
b	3.79	m	b	3.79	m
gamma	78.6	kN/m3	gamma	25	kN/m3
P_instab	1.489	kN	P_instab	23.21	kN
braccio	1.895		braccio	1.895	m
gamma	1		gamma	1	
M_inst	2.82	kNm	M_stab	44.0	kNm
tot	46.81	kNm			
C/D	2.934215				

Il momento instabilizzante è inferiore rispetto al momento stabilizzante, per cui la verifica risulta soddisfatta.
Si procede adesso al calcolo della resistenza.
Per il calcolo delle sollecitazioni, si costruisce un modello FEM. La lastra viene modellata come un unico elemento beam avente inerzia ed aria pari a quella del traliccio.

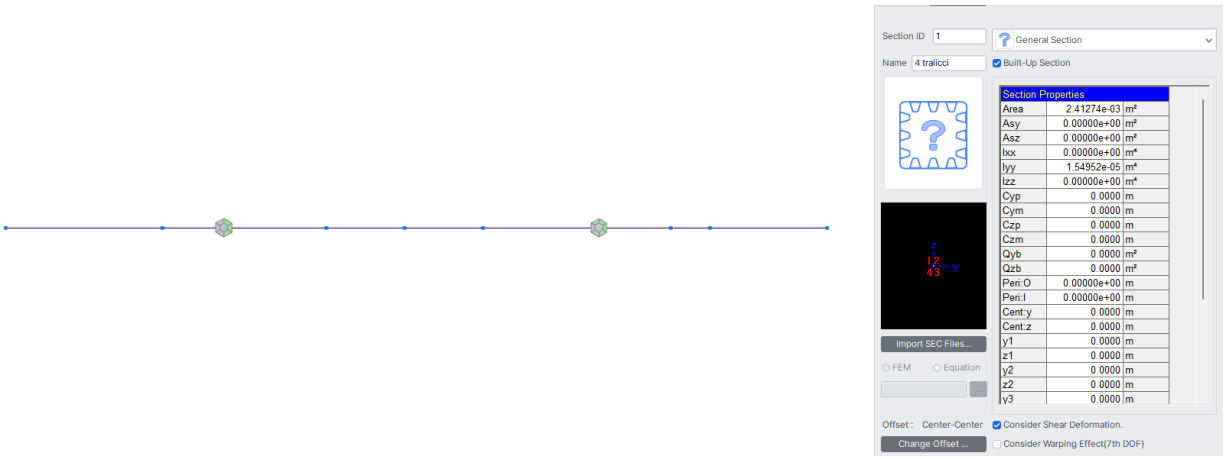


Figure 14.7:Schema semplificato delle coppelle

Si dispongono i carichi in modo da massimizzare le sollecitazioni sull'elemento. Si mostrano di seguito le combinazioni considerate al fine di massimizzare le sollecitazioni:

	soletta liquida_primo campo	peso del cordolo	soletta liquida_secondo campo	soletta liquida_terzo campo	peso della lastra	carico variabile_lato cordo	carico variabile_lato libero	carico variabile_centrale
SLU_1			1.3		1.3			1.5
SLU_2	1.3	1.3	1.3	1.3	1.3	1.5		
SLU_3	1.3	1.3	1.3	1.3	1.3		1.5	
SLE_1			1		1			1
SLE_2	1	1	1	1	1	1		
SLE_3	1	1	1	1	1		1	

Si mostrano le sollecitazioni massime (Envelope) ottenute dal modello di calcolo:

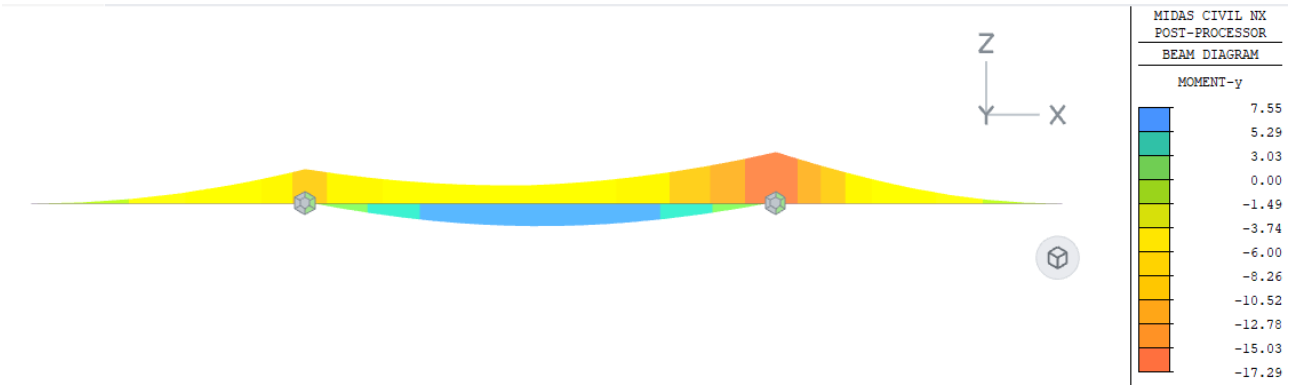


Figure 14.8:Diagramma del momento

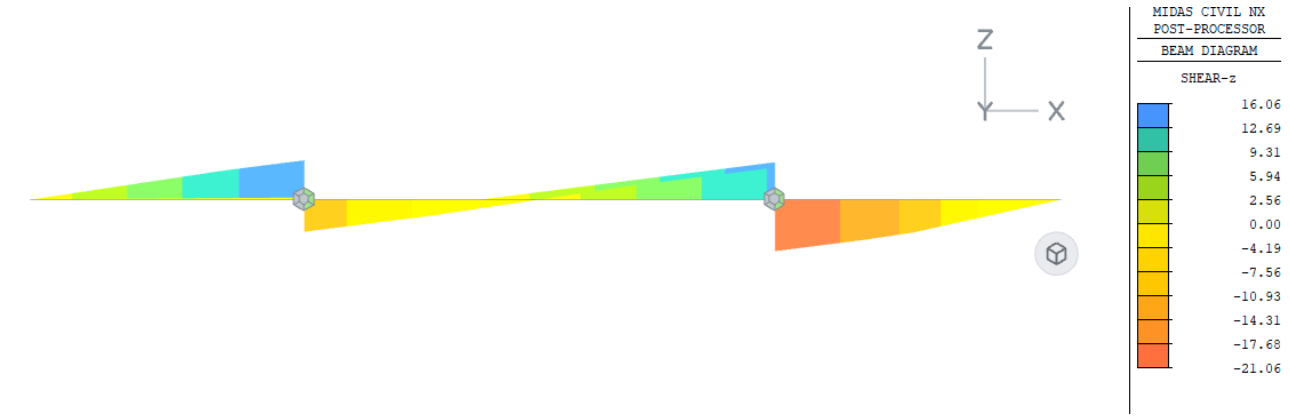


Figure 14.9:Diagramma del taglio

14.1.2.1 VERIFICHE DI RESISTENZA

Si mostrano le verifiche a flessione e taglio sulle sezioni maggiormente sollecitate:

CALCOLO PREDALLES			
APPOGGIO [mensola]			
b	1200	mm	
h	245	mm	
spessore lastra inf	5	mm	
hu	170	mm	
n_tralicci	4		
ϕ_sup	16	mm	
n_sup	1		
area sup	201.06	mm2	
ϕ_inf	16	mm	
n_inf	2		
area inf	402.12	mm2	
ϕ_staffe	10	mm	
area staffe	78.54	mm2	
i	100	mm	
passo staffe	200	mm	
VERIFICA A MOMENTO			
Med	17.29	KNm	
Fed/sing	25.43	KN	
verifica barra tesa			
σ	126.46	MPa	
fyd	391.30	MPa	
C/D	3.09		
VERIFICATO			
verifica asta_compressa			
β	1		
l0	200	mm	
i	4.00	mm	
\lambda	50.00		[4.2.47]
\omega	1.34		
σ	84.73	MPa	
fyd	391.30	MPa	
C/D	4.62		
VERIFICATO			

CALCOLO PREDALLES			
CAMPATA			
b	1200	mm	
h	245	mm	
spessore lastra inf	5	mm	
hu	170	mm	
n_tralicci	4		
ϕ_sup	16	mm	
n_sup	1		
area sup	201.06	mm2	
ϕ_inf	16	mm	
n_inf	2		
area inf	402.12	mm2	
ϕ_staffe	10	mm	
area staffe	78.54	mm2	
i	100	mm	
passo staffe	200	mm	
VERIFICA A MOMENTO			
Med	7.55	KNm	
Fed/sing	11.10	KN	
verifica barra tesa			
σ	27.61	MPa	
fyd	391.30	MPa	
C/D	14.17		
VERIFICATO			
verifica asta_compressa			
β	1		
l0	200	mm	
i	4.00	mm	
\lambda	50.00		[4.2.47]
\omega	1.34		
σ	74.00	MPa	
fyd	391.30	MPa	
C/D	5.29		
VERIFICATO			

VERIFICA A TAGLIO			
Ved	21.06	KN	
verifica asta_compressa			
β	1		
l0	199.35	mm	
i	2.50	mm	
\lambda	79.74		[4.2.47]
\gamma	8.04		
\alpha	67.71		
Lstaffa	199.35	mm	
\omega	1.67		
S	2.87	KN	
σ	61.09	MPa	
fyd	391.30	MPa	
C/D	6.41		
VERIFICATO			

14.1.2.2 VERIFICHE DEGLI SPOSTAMENTI VERTICALI

Si effettuano anche le verifiche di deformabilità della soletta in accordo al capitolo 4.2.4.2.1. e alla tabella Tab 4.2.XII. Per la quale si prescrive un limite di deformabilità pari a L/250.

Si considera la condizione più gravosa, corrispondete alla freccia in corrispondenza dello sbalzo. In questo caso la L è pari a due volte la luce dello sbalzo. Le frecce vengono direttamente calcolate da modello di calcolo:

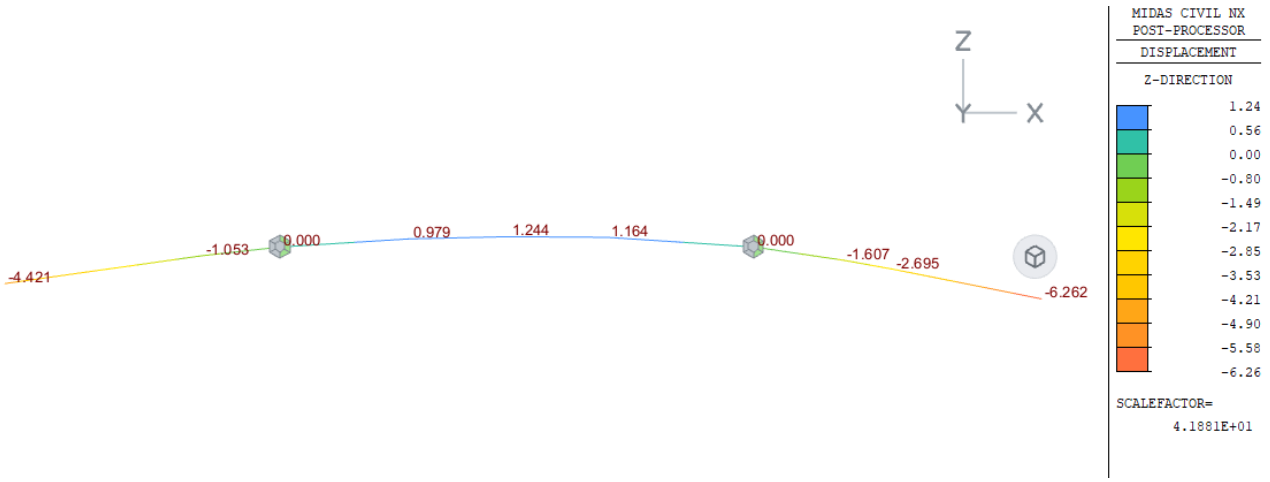


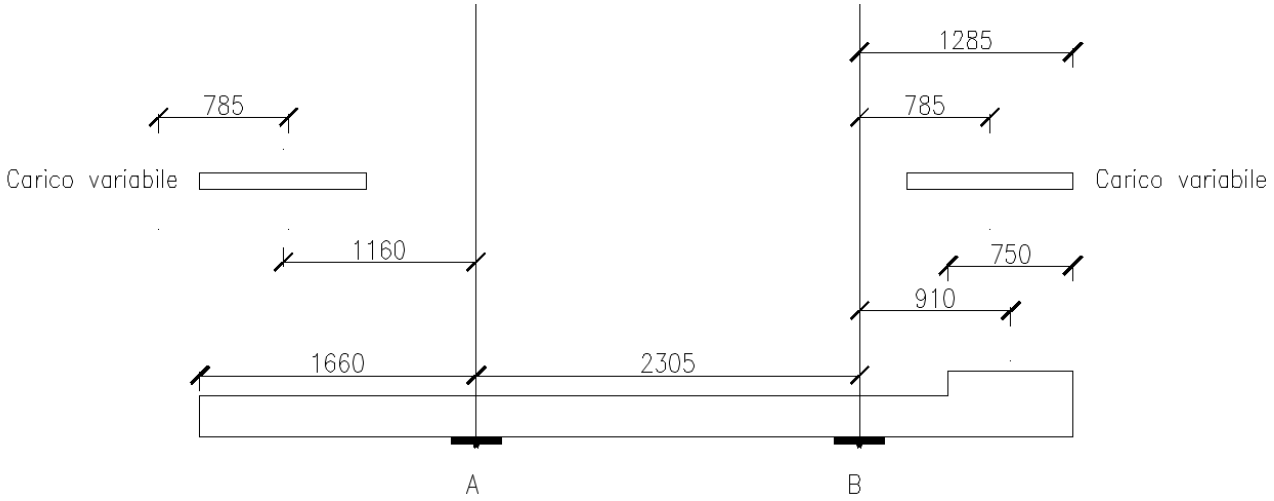
Figure 14.10:Frecce calcolate allo SLE

VERIFICA FRECCIA			
Ig	15495172.73		
l	1455	mm	
f	6.26	mm	
F_lim	11.64	mm	
VERIFICATO			

La freccia risulta inferiore rispetto a quella limite, per cui la verifica è soddisfatta.

14.1.3 *VERIFICA DELLA SEZIONE E-E' FASE 1*

Si mostra di seguito la sezione di verifica:



Si effettua la verifica a ribaltamento della lastra considerando che possa ruotare intorno al punto B.

predalles			getto soletta su campo B			getto cordolo			carico variabile		
t	1	m	t	1	m	t	1	m	t	1	m
h	0.005	m	h	0.245	m	h	0.15	m	h	1	m
b	1.1285	m	b	1.1285	m	b	0.75	m	b	1	m
gamma	78.6	kN/m3	gamma	25	kN/m3	gamma	25	kN/m3	gamma	1.5	kN/m3
P_instab	0.443501	kN	P_instab	6.912063	kN	P_instab	2.8125	kN	P_instab	1.5	kN
braccio	0.56425		braccio	0.56425		braccio	0.91		braccio	0.785	m
gamma	1.3		gamma	1.3		gamma	1.3		gamma	1.5	
M_inst	0.325319		M_inst	5.070171	kNm	M_inst	3.327188	kNm	M_inst	1.76625	kNm
tot	10.49	kNm									

predalles			getto di soletta su campo a		
t	1	m	t	1	m
h	0.005	m	h	0.245	m
b	3.965	m	b	3.965	m
gamma	78.6	kN/m3	gamma	25	kN/m3
P_instab	1.558245	kN	P_instab	24.28563	kN
braccio	1.9825		braccio	1.9825	m
gamma	1		gamma	1	
M_inst	3.09	kNm	M_stab	48.15	kNm
tot	51.24	kNm			
C/D	4.88				

Si effettua la verifica a ribaltamento della lastra considerando che possa ruotare intorno al punto A.

predalles			getto soletta su campo a			carico variabile		
t	1	m	t	1	m	t	1	m
h	0.005	m	h	0.245	m	h	1	m
b	1.66	m	b	1.66	m	b	1	m
gamma	78.6	kN/m3	gamma	25	kN/m3	gamma	1.5	kN/m3
P_instab	0.65238	kN	P_instab	10.1675	kN	P_instab	1.5	kN
braccio	0.83		braccio	0.83		braccio	1.16	m
gamma	1.3		gamma	1.3		gamma	1.5	
M_inst	0.703918	kNm	M_inst	10.97073	kNm	M_inst	2.61	kNm
tot	14.28465	kNm						

predalles			getto di soletta su campo b		
t	1	m	t	1	m
h	0.005	m	h	0.245	m
b	2.305	m	b	2.305	m
gamma	78.6	kN/m3	gamma	25	kN/m3
P_instab	0.905865	kN	P_instab	14.11813	kN
braccio	1.1525		braccio	1.1525	m
gamma	1		gamma	1	
M_inst	1.044009	kNm	M_stab	16.27114	kNm
tot	17.32				
C/D	1.21				

Il momento instabilizzante è inferiore rispetto al momento stabilizzante, per cui la verifica risulta soddisfatta.

Si procede adesso al calcolo della resistenza.

Per il calcolo delle sollecitazioni, si costruisce un modello FEM. La lastra viene modellata come un unico elemento beam avente inerzia ed aria pari a quella del traliccio.

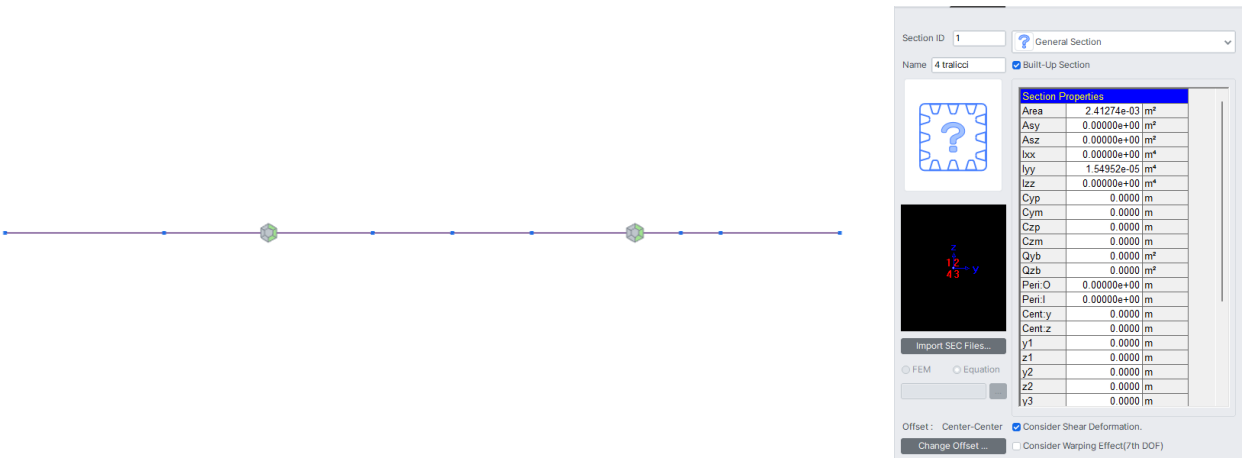


Figure 14.11:Schema semplificato delle coppelle

Si dispongono i carichi in modo da massimizzare le sollecitazioni sull'elemento. Si mostrano di seguito le combinazioni considerate al fine di massimizzare le sollecitazioni:

	soletta liquida_primo campo	peso del cordolo	soletta liquida_secondo campo	soletta liquida_terzo campo	peso della lastra	carico variabile_lato cordo	carico variabile_lato libero	carico variabile_centrale
SLU_1			1.3		1.3			1.5
SLU_2	1.3	1.3	1.3	1.3	1.3	1.5		
SLU_3	1.3	1.3	1.3	1.3	1.3		1.5	
SLE_1			1		1			1
SLE_2	1	1	1	1	1	1		
SLE_3	1	1	1	1	1		1	

Si mostrano le sollecitazioni massime (Envelope) ottenute dal modello di calcolo:

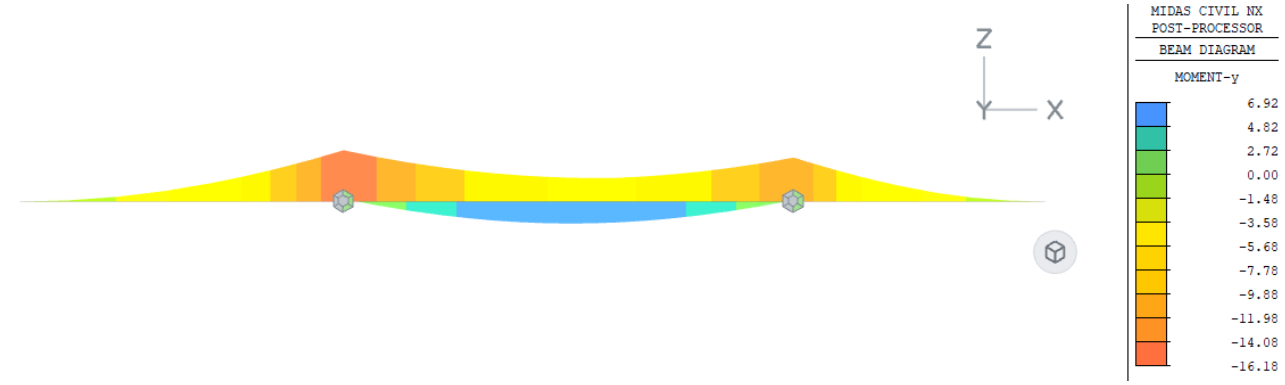


Figure 14.12:Diagramma del momento

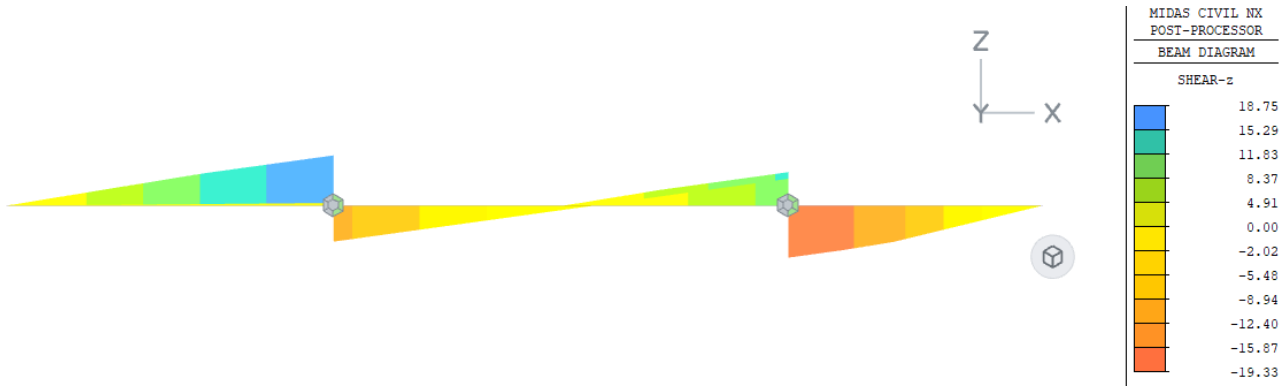


Figure 14.13:Diagramma del taglio

14.1.3.1 VERIFICHE DI RESISTENZA

Si mostrano le verifiche a flessione e taglio sulle sezioni maggiormente sollecitate:

CALCOLO PREDALLES			
APPOGGIO [mensola]			
b	1200	mm	
h	245	mm	
spessore lastra inf	5	mm	
hu	170	mm	
n_tralicci	4		
ϕ_sup	16	mm	
n_sup	1		
area sup	201.06	mm2	
ϕ_inf	16	mm	
n_inf	2		
area inf	402.12	mm2	
ϕ_staffe	10	mm	
area staffe	78.54	mm2	
i	100	mm	
passo staffe	200	mm	
VERIFICA A MOMENTO			
Med	16.18	KNm	
Fed/sing	23.79	KN	
verifica barra tesa			
σ	118.34	MPa	
fyd	391.30	MPa	
C/D	3.31		
VERIFICATO			
verifica asta_compressa			
β	1		
l0	200	mm	
i	4.00	mm	
\lambda	50.00		[4.2.47]
\omega	1.34		
σ	79.29	MPa	
fyd	391.30	MPa	
C/D	4.94		
VERIFICATO			

CALCOLO PREDALLES			
CAMPATA			
b	1200	mm	
h	245	mm	
spessore lastra inf	5	mm	
hu	170	mm	
n_tralicci	4		
ϕ_sup	16	mm	
n_sup	1		
area sup	201.06	mm2	
ϕ_inf	16	mm	
n_inf	2		
area inf	402.12	mm2	
ϕ_staffe	10	mm	
area staffe	78.54	mm2	
i	100	mm	
passo staffe	200	mm	
VERIFICA A MOMENTO			
Med	6.92	KNm	
Fed/sing	10.18	KN	
verifica barra tesa			
σ	25.31	MPa	
fyd	391.30	MPa	
C/D	15.46		
VERIFICATO			
verifica asta_compressa			
β	1		
l0	200	mm	
i	4.00	mm	
\lambda	50.00		[4.2.47]
\omega	1.34		
σ	67.82	MPa	
fyd	391.30	MPa	
C/D	5.77		
VERIFICATO			

VERIFICA A TAGLIO			
Ved	19.33	KN	
verifica asta_compressa			
β	1		
l0	199.35	mm	
i	2.50	mm	
\lambda	79.74		[4.2.47]
\gamma	8.04		
\alpha	67.71		
Lstaffa	199.35	mm	
\omega	1.55		
S	2.64	KN	
σ	52.05	MPa	
fyd	391.30	MPa	
C/D	7.52		
VERIFICATO			

14.1.3.2 VERIFICHE DEGLI SPOSTAMENTI VERTICALI

Si effettuano anche le verifiche di deformabilità della soletta in accordo al capitolo 4.2.4.2.1. e alla tabella Tab 4.2.XII. Per la quale si prescrive un limite di deformabilità pari a L/250.

Si considera la condizione più gravosa, corrispondete alla freccia in corrispondenza dello sbalzo. In questo caso la L è pari a due volte la luce dello sbalzo. Le frecce vengono direttamente calcolate da modello di calcolo:

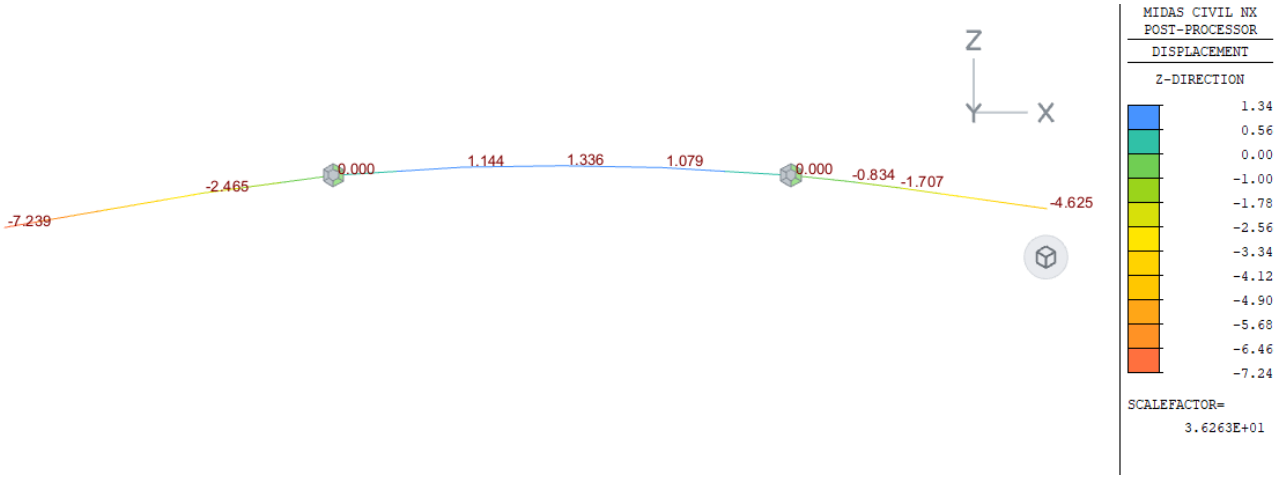


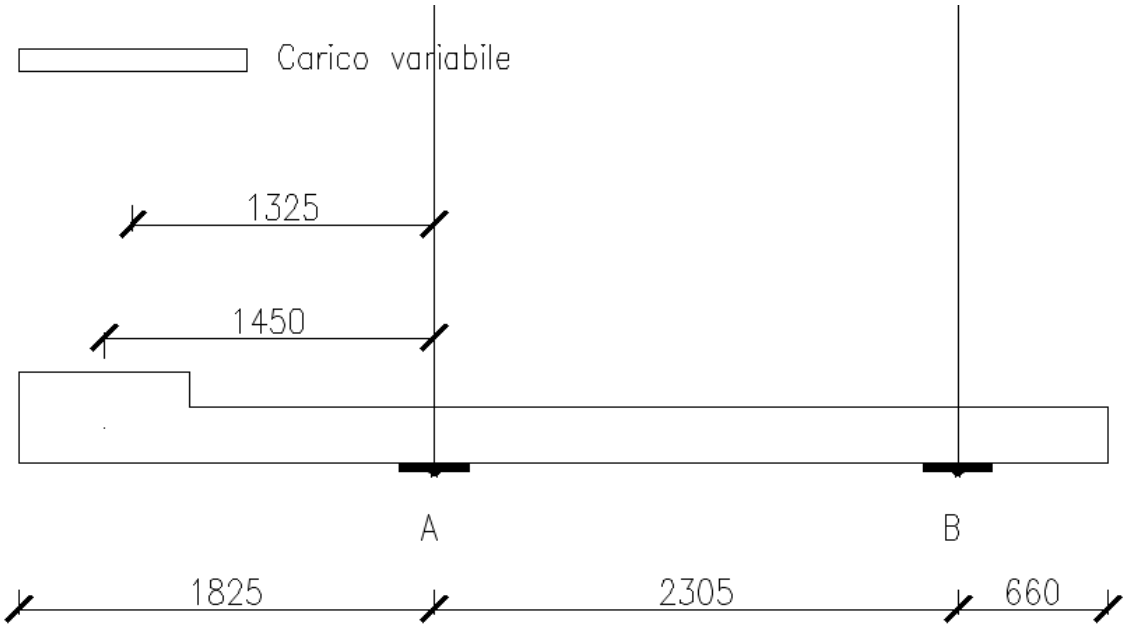
Figure 14.14:Frecce calcolate allo SLE

VERIFICA FRECCIA			
Ig	15495172.73		
l	1660	mm	
f	7.24	mm	
F_lim	13.28	mm	
VERIFICATO			

La freccia risulta inferiore rispetto a quella limite, per cui la verifica è soddisfatta.

14.1.4 *VERIFICA DELLA SEZIONE E-E' FASE 2*

Si mostra di seguito la sezione di verifica:



Si effettua la verifica a ribaltamento della lastra considerando che possa ruotare intorno al punto A.

predalles			getto soletta su campo B			getto cordolo			carico variabile		
t	1	m	t	1	m	t	1	m	t	1	m
h	0.005	m	h	0.245	m	h	0.15	m	h	1	m
b	1.825	m	b	1.825	m	b	0.75	m	b	1	m
gamma	78.6	kN/m3	gamma	25	kN/m3	gamma	25	kN/m3	gamma	1.5	kN/m3
P_instab	0.717225	kN	P_instab	11.17813	kN	P_instab	2.8125	kN	P_instab	1.5	kN
braccio	0.9125		braccio	0.9125		braccio	1.45		braccio	1.325	m
gamma	1.3		gamma	1.3		gamma	1.3		gamma	1.5	
M_inst	0.850808	kNm	M_inst	13.26005	kNm	M_inst	5.301563	kNm	M_inst	2.98125	kNm
tot	22.39367	kNm									

predalles			getto di soletta su campo a		
t	1	m	t	1	m
h	0.005	m	h	0.245	m
b	2.965	m	b	2.965	m
gamma	78.6	kN/m3	gamma	25	kN/m3
P_instab	1.165245	kN	P_instab	18.16063	kN
braccio	1.4825		braccio	1.4825	m
gamma	1		gamma	1	
M_inst	1.727476	kNm	M_stab	26.92313	kNm
tot	28.65	kNm			
C/D	1.28				

Il momento instabilizzante è inferiore rispetto al momento stabilizzante, per cui la verifica risulta soddisfatta.
Si procede adesso al calcolo della resistenza.
Per il calcolo delle sollecitazioni, si costruisce un modello FEM. La lastra viene modellata come un unico elemento beam avente inerzia ed aria pari a quella del traliccio.

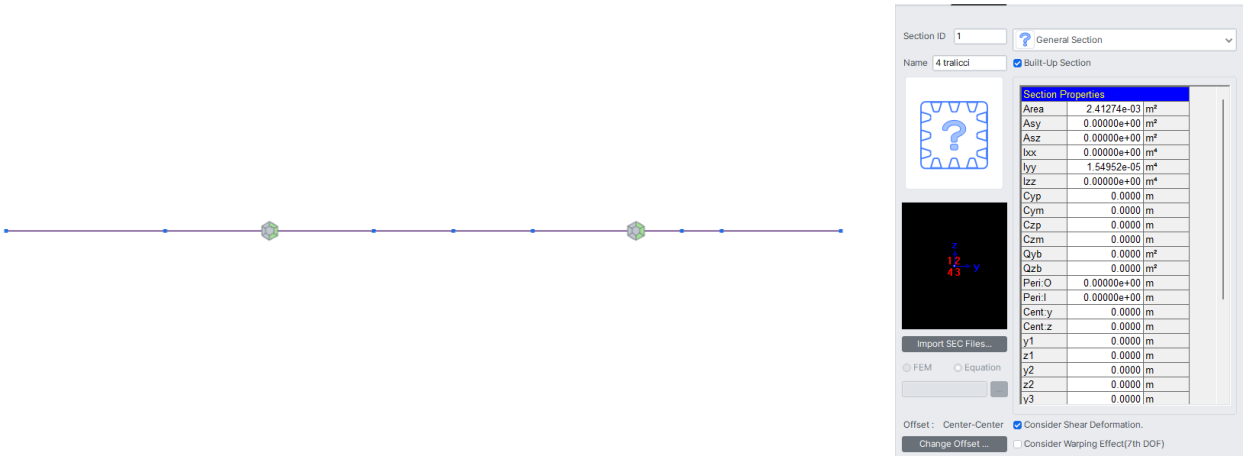


Figure 14.15:Schema semplificato delle coppelle

Si dispongono i carichi in modo da massimizzare le sollecitazioni sull'elemento. Si mostrano di seguito le combinazioni considerate al fine di massimizzare le sollecitazioni:

	soletta liquida_primo campo	peso del cordolo	soletta liquida_secondo campo	soletta liquida_terzo campo	peso della lastra	carico variabile_lato cordo	carico variabile_lato libero	carico variabile_centrale
SLU_1			1.3		1.3			1.5
SLU_2	1.3	1.3	1.3	1.3	1.3	1.5		
SLU_3	1.3	1.3	1.3	1.3	1.3		1.5	
SLE_1			1		1			1
SLE_2	1	1	1	1	1	1		
SLE_3	1	1	1	1	1		1	

Si mostrano le sollecitazioni massime (Envelope) ottenute dal modello di calcolo:

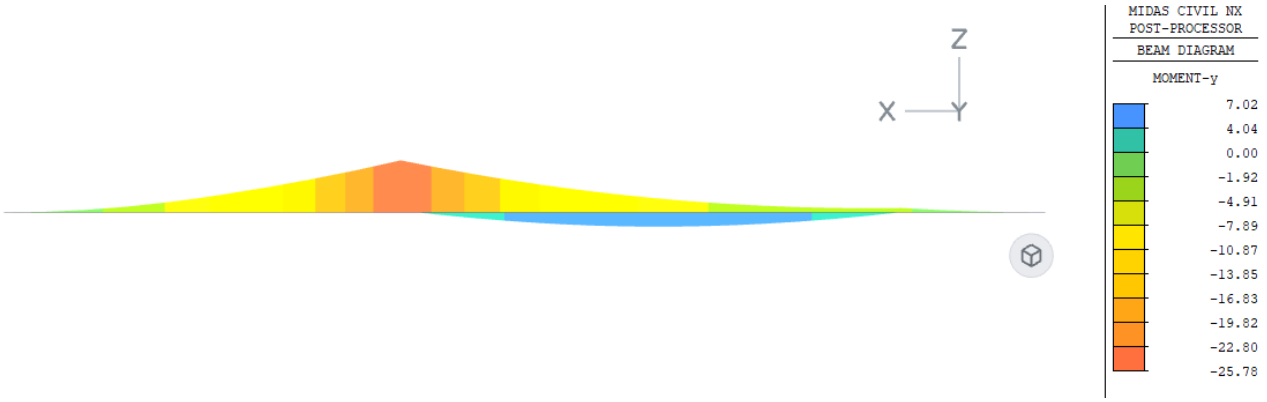


Figure 14.16:Diagramma del momento

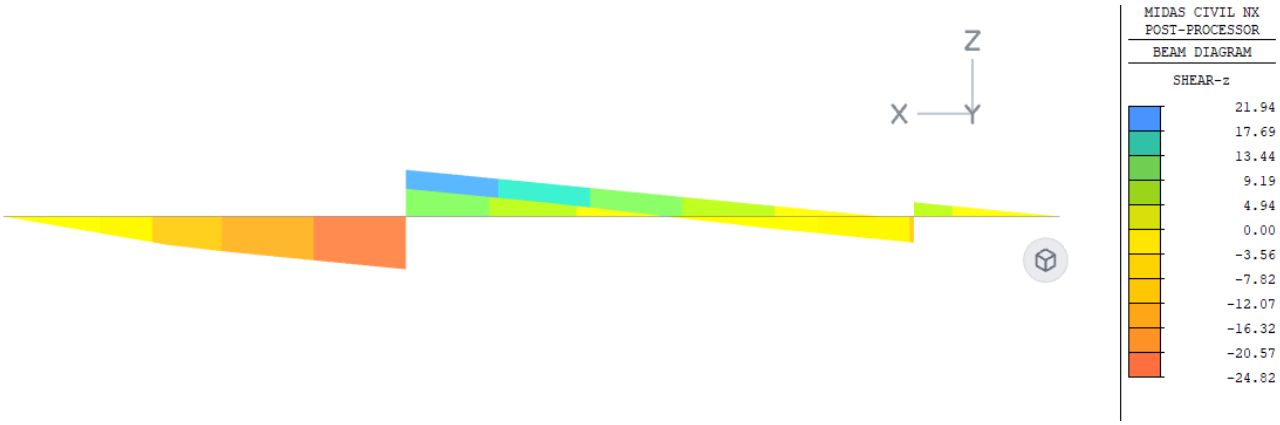


Figure 14.17:Diagramma del taglio

14.1.4.1 VERIFICHE DI RESISTENZA

Si mostrano le verifiche a flessione e taglio sulle sezioni maggiormente sollecitate:

CALCOLO PREDALLES			
APPOGGIO [mensola]			
b	1200	mm	
h	245	mm	
spessore lastra inf	5	mm	
hu	170	mm	
n_tralicci	4		
ϕ_sup	16	mm	
n_sup	1		
area sup	201.06	mm2	
ϕ_inf	16	mm	
n_inf	2		
area inf	402.12	mm2	
ϕ_staffe	10	mm	
area staffe	78.54	mm2	
i	100	mm	
passo staffe	200	mm	
VERIFICA A MOMENTO			
Med	25.78	KNm	
Fed/sing	37.91	KN	
verifica barra tesa			
σ	188.56	MPa	
fyd	391.30	MPa	
C/D	2.08		
VERIFICATO			
verifica asta_compressa			
β	1		
l0	200	mm	
i	4.00	mm	
\lambda	50.00		[4.2.47]
\omega	1.34		
σ	126.33	MPa	
fyd	391.30	MPa	
C/D	3.10		
VERIFICATO			

CALCOLO PREDALLES			
CAMPATA			
b	1200	mm	
h	245	mm	
spessore lastra inf	5	mm	
hu	170	mm	
n_tralicci	4		
ϕ_sup	16	mm	
n_sup	1		
area sup	201.06	mm2	
ϕ_inf	16	mm	
n_inf	2		
area inf	402.12	mm2	
ϕ_staffe	10	mm	
area staffe	78.54	mm2	
i	100	mm	
passo staffe	200	mm	
VERIFICA A MOMENTO			
Med	7.02	KNm	
Fed/sing	10.32	KN	
verifica barra tesa			
σ	25.67	MPa	
fyd	391.30	MPa	
C/D	15.24		
VERIFICATO			
verifica asta_compressa			
β	1		
l0	200	mm	
i	4.00	mm	
\lambda	50.00		[4.2.47]
\omega	1.34		
σ	68.80	MPa	
fyd	391.30	MPa	
C/D	5.69		
VERIFICATO			

VERIFICA A TAGLIO			
Ved	24.82	KN	
verifica asta_compressa			
β	1		
l0	199.35	mm	
i	2.50	mm	
\lambda	79.74		[4.2.47]
\gamma	8.04		
\alpha	67.71		
Lstaffa	199.35	mm	
\omega	1.67		
S	3.39	KN	
σ	72.00	MPa	
fyd	391.30	MPa	
C/D	5.43		
VERIFICATO			

14.1.4.2 VERIFICHE DEGLI SPOSTAMENTI VERTICALI

Si effettuano anche le verifiche di deformabilità della soletta in accordo al capitolo 4.2.4.2.1. e alla tabella Tab 4.2.XII. Per la quale si prescrive un limite di deformabilità pari a L/250.

Si considera la condizione più gravosa, corrispondete alla freccia in corrispondenza dello sbalzo. In questo caso la L è pari a due volte la luce dello sbalzo. Le frecce vengono direttamente calcolate da modello di calcolo:

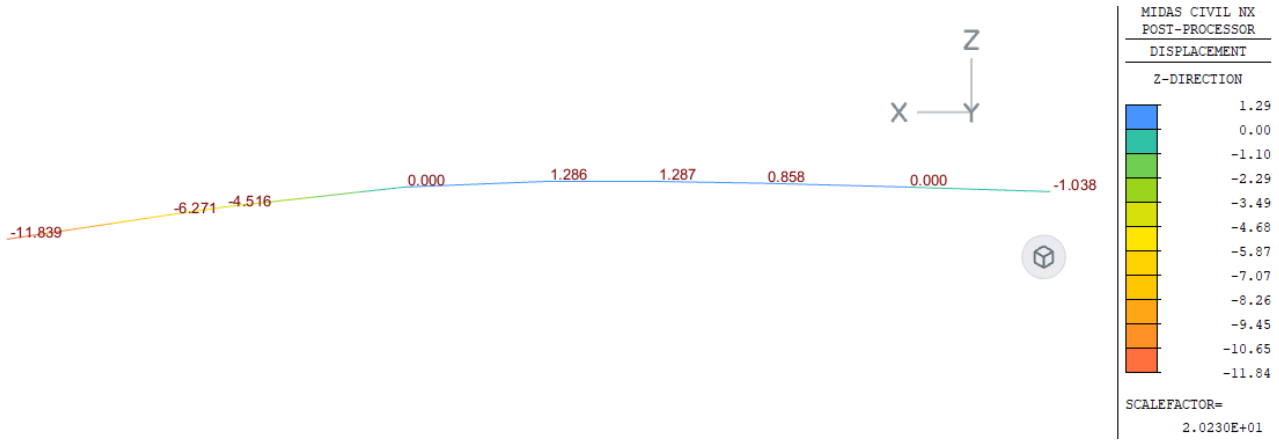


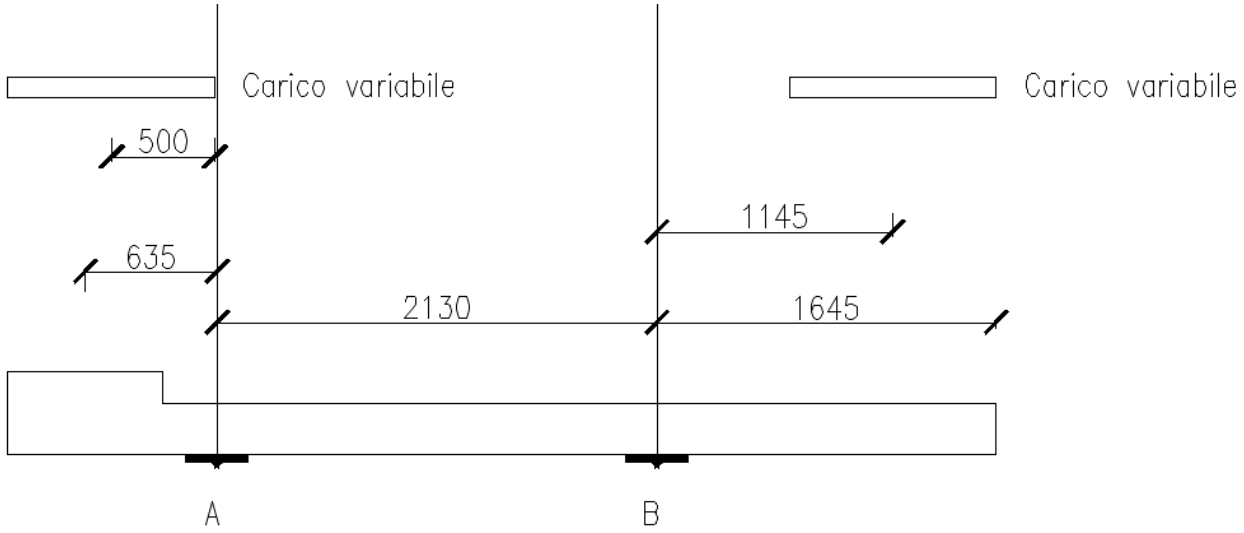
Figure 14.18:Frecce calcolate allo SLE

VERIFICA FRECCIA			
Ig	15495172.73		
l	1825	mm	
f	11.84	mm	
F_lim	14.6	mm	
VERIFICATO			

La freccia risulta inferiore rispetto a quella limite, per cui la verifica è soddisfatta.

14.1.5 *VERIFICA DELLA SEZIONE B-B' FASE 2*

Si mostra di seguito la sezione di verifica:



Si effettua la verifica a ribaltamento della lastra considerando che possa ruotare intorno al punto B.

predalles			getto soletta su campo B			getto cordolo			carico variabile		
t	1	m	t	1	m	t	0	m	t	1	m
h	0.005	m	h	0.245	m	h	0.15	m	h	1	m
b	1.645	m	b	1.645	m	b	0.75	m	b	1	m
gamma	78.6	kN/m3	gamma	25	kN/m3	gamma	25	kN/m3	gamma	1.5	kN/m3
P_instab	0.646485	kN	P_instab	10.07563	kN	P_instab	0	kN	P_instab	1.5	kN
braccio	0.8225		braccio	0.8225		braccio	0.91		braccio	1.145	m
gamma	1.3		gamma	1.3		gamma	1.3		gamma	1.5	
M_inst	0.691254	kNm	M_inst	10.77336	kNm	M_inst	0	kNm	M_inst	2.57625	kNm
tot	14.04087	kNm									

predalles			getto di soletta su campo a			getto cordolo		
t	1	m	t	1	m	t	1	m
h	0.005	m	h	0.245	m	h	0.15	m
b	3.14	m	b	3.14	m	b	0.75	m
gamma	78.6	kN/m3	gamma	25	kN/m3	gamma	25	kN/m3
P_instab	1.23402	kN	P_instab	19.2325	kN	P_instab	0.5	kN
braccio	1.57		braccio	1.57	m	braccio	0.91	
gamma	1		gamma	1		gamma	1	
M_inst	1.937411	kNm	M_stab	30.19503	kNm	M_inst	0.455	kNm
tot	32.58744	kNm						
C/D	2.320899							

Il momento instabilizzante è inferiore rispetto al momento stabilizzante, per cui la verifica risulta soddisfatta.
Si effettua la verifica a ribaltamento della lastra considerando che possa ruotare intorno al punto A.

predalles			getto soletta su campo B			getto cordolo			carico variabile		
t	1	m	t	1	m	t	1	m	t	1	m
h	0.005	m	h	0.245	m	h	0.15	m	h	1	m
b	1.01	m	b	1.01	m	b	0.75	m	b	1	m
gamma	78.6	kN/m3	gamma	25	kN/m3	gamma	25	kN/m3	gamma	1.5	kN/m3
P_instab	0.39693	kN	P_instab	6.18625	kN	P_instab	2.8125	kN	P_instab	1.5	kN
braccio	0.505		braccio	0.505		braccio	0.5		braccio	0.5	m
gamma	1.3		gamma	1.3		gamma	1.3		gamma	1.5	
M_inst	0.260585	kNm	M_inst	4.061273	kNm	M_inst	1.828125	kNm	M_inst	1.125	kNm
tot	7.274983	kNm									

predalles			getto di soletta su campo a		
t	1	m	t	1	m
h	0.005	m	h	0.245	m
b	3.775	m	b	3.775	m
gamma	78.6	kN/m3	gamma	25	kN/m3
P_instab	1.483575	kN	P_instab	23.12188	kN
braccio	1.8875		braccio	1.8875	m
gamma	1		gamma	1	
M_inst	2.800248	kNm	M_stab	43.64254	kNm
tot	46.443	kNm			
C/D	6.384				

Si procede adesso al calcolo della resistenza.
Per il calcolo delle sollecitazioni, si costruisce un modello FEM. La lastra viene modellata come un unico elemento beam avente inerzia ed aria pari a quella del traliccio.



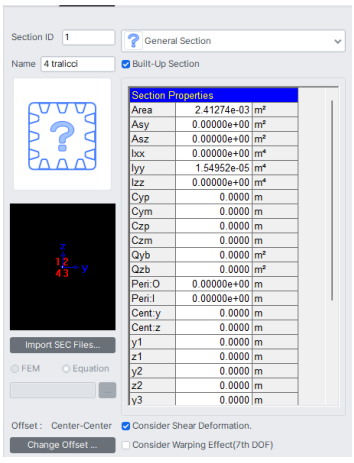


Figure 14.19:Schema semplificato delle coppelle

Si dispongono i carichi in modo da massimizzare le sollecitazioni sull'elemento. Si mostrano di seguito le combinazioni considerate al fine di massimizzare le sollecitazioni:

	soletta liquida_primo campo	peso del cordolo	soletta liquida_secondo campo	soletta liquida_terzo campo	peso della lastra	carico variabile_lato cordo	carico variabile_lato libero	carico variabile_centrale
SLU_1			1.3		1.3			1.5
SLU_2	1.3	1.3	1.3	1.3	1.3	1.5		
SLU_3	1.3	1.3	1.3	1.3	1.3		1.5	
SLE_1			1		1			1
SLE_2	1	1	1	1	1	1		
SLE_3	1	1	1	1	1		1	

Si mostrano le sollecitazioni massime (Envelope) ottenute dal modello di calcolo:

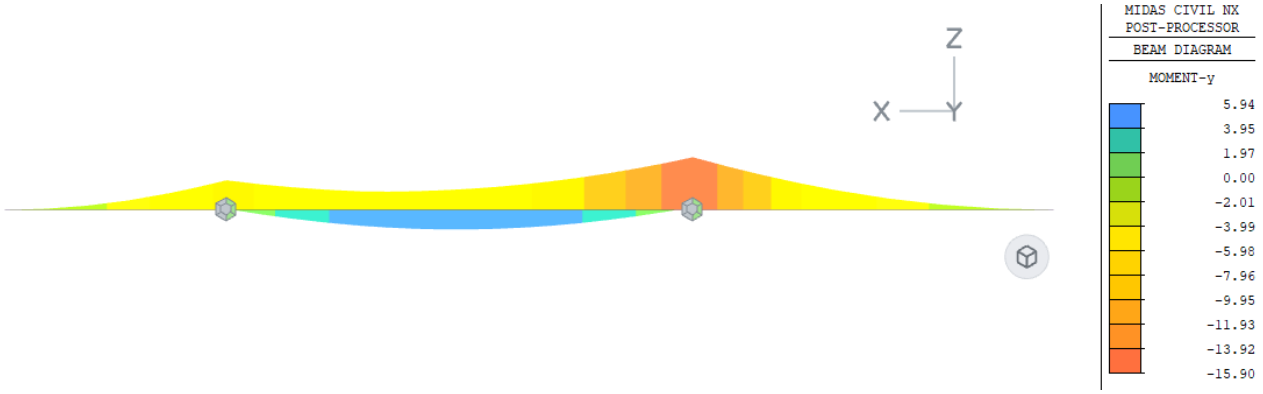


Figure 14.20:Diagramma del momento

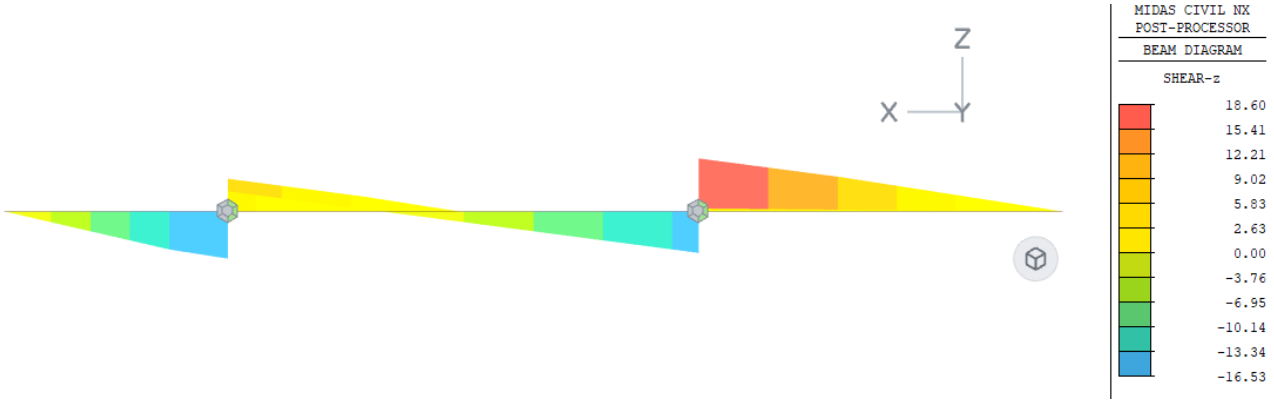


Figure 14.21:Diagramma del taglio

14.1.5.1 VERIFICHE DI RESISTENZA

Si mostrano le verifiche a flessione e taglio sulle sezioni maggiormente sollecitate:

CALCOLO PREDALLES			
APPOGGIO [mensola]			
b	1200	mm	
h	245	mm	
spessore lastra inf	5	mm	
hu	170	mm	
n_tralicci	4		
ϕ_sup	16	mm	
n_sup	1		
area sup	201.06	mm2	
ϕ_inf	16	mm	
n_inf	2		
area inf	402.12	mm2	
ϕ_staffe	10	mm	
area staffe	78.54	mm2	
i	100	mm	
passo staffe	200	mm	
VERIFICA A MOMENTO			
Med	15.9	KNm	
Fed/sing	23.38	KN	
verifica barra tesa			
σ	116.29	MPa	
fyd	391.30	MPa	
C/D	3.36		
VERIFICATO			
verifica asta_compressa			
β	1		
l0	200	mm	
i	4.00	mm	
\lambda	50.00		[4.2.47]
\omega	1.34		
σ	77.92	MPa	
fyd	391.30	MPa	
C/D	5.02		
VERIFICATO			

CALCOLO PREDALLES			
CAMPATA			
b	1200	mm	
h	245	mm	
spessore lastra inf	5	mm	
hu	170	mm	
n_tralicci	4		
ϕ_sup	16	mm	
n_sup	1		
area sup	201.06	mm2	
ϕ_inf	16	mm	
n_inf	2		
area inf	402.12	mm2	
ϕ_staffe	10	mm	
area staffe	78.54	mm2	
i	100	mm	
passo staffe	200	mm	
VERIFICA A MOMENTO			
Med	5.94	KNm	
Fed/sing	8.74	KN	
verifica barra tesa			
σ	21.72	MPa	
fyd	391.30	MPa	
C/D	18.01		
VERIFICATO			
verifica asta_compressa			
β	1		
l0	200	mm	
i	4.00	mm	
\lambda	50.00		[4.2.47]
\omega	1.34		
σ	58.22	MPa	
fyd	391.30	MPa	
C/D	6.72		
VERIFICATO			

VERIFICA A TAGLIO			
Ved	24.82	KN	
verifica asta_compressa			
β	1		
l0	199.35	mm	
i	2.50	mm	
\lambda	79.74		[4.2.47]
\gamma	8.04		
\alpha	67.71		
Lstaffa	199.35	mm	
\omega	1.55		
S	3.39	KN	
σ	66.83	MPa	
fyd	391.30	MPa	
C/D	5.86		
VERIFICATO			

14.1.5.2 VERIFICHE DEGLI SPOSTAMENTI VERTICALI

Si effettuano anche le verifiche di deformabilità della soletta in accordo al capitolo 4.2.4.2.1. e alla tabella Tab 4.2.XII. Per la quale si prescrive un limite di deformabilità pari a L/250.

Si considera la condizione più gravosa, corrispondete alla freccia in corrispondenza dello sbalzo. In questo caso la L è pari a due volte la luce dello sbalzo. Le frecce vengono direttamente calcolate da modello di calcolo:

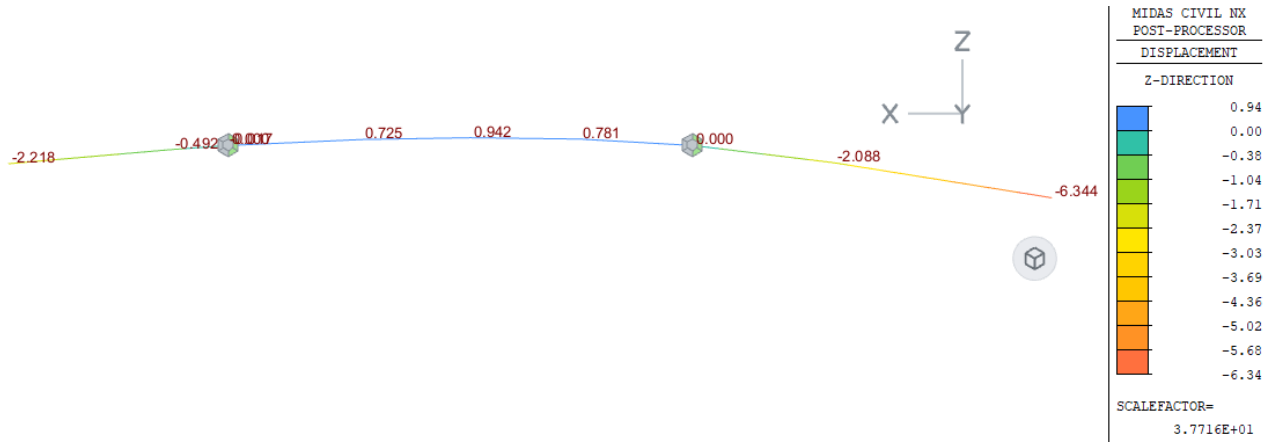


Figure 14.22:Frecce calcolate allo SLE

VERIFICA FRECCIA			
Ig	15495172.73		
l	1645	mm	
f	6.34	mm	
F_lim	13.16	mm	
VERIFICATO			

La freccia risulta inferiore rispetto a quella limite, per cui la verifica è soddisfatta.

14.2 *ANALISI TRASVERSALE DELLA SOLETTA*

Per la verifica della soletta si è realizzato un modello monodimensionale con elementi beam. Si è analizzata la sezione della soletta nella quale si ha lo sbalzo maggiore. Tale sezione permette di rappresentare la condizioni che massimizzano gli effetti sulla soletta. Si sono considerati gli effetti di diffusione del carico come indicato in normativa al punto 5.1.3.3.6 e come mostrato di seguito:

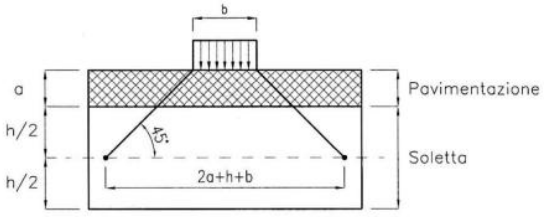


Fig. 5.1.3.a - *Diffusione dei carichi concentrati nelle solette*

diffusione schema 1				
h	245	mm		
a	110	mm		
bx	400	mm	865	mm
by	400	mm	865	mm

diffusione schema 2				
h	245	mm		
a	110	mm		
bx	350	mm	815	mm
by	600	mm	1065	mm

Per considerare gli effetti di ripartizione bidirezionale della soletta, che si hanno rispetto al modello semplificato a beam, si è considerato un ulteriore angolo di diffusione longitudinale, tale angolo è pari a 30° per i campi interni e 45° per la determinazione degli effetti sulla zona a mensola.
Si sono considerati i seguenti schemi di calcolo:

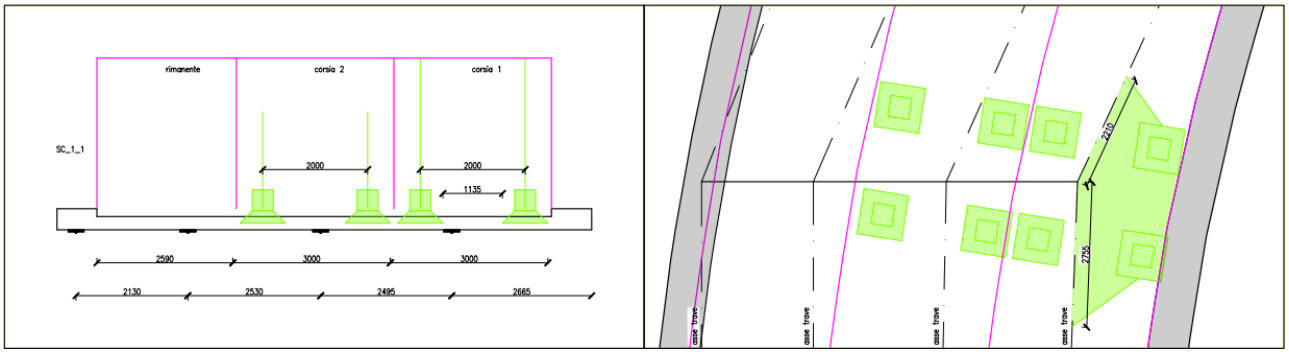


Figura 14.1:Schema 1_1

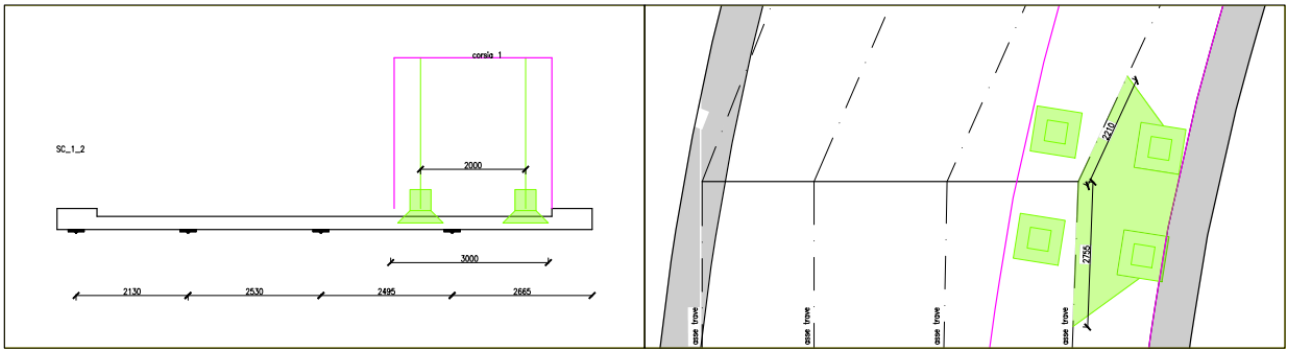


Figura 14.2:Schema 1_2

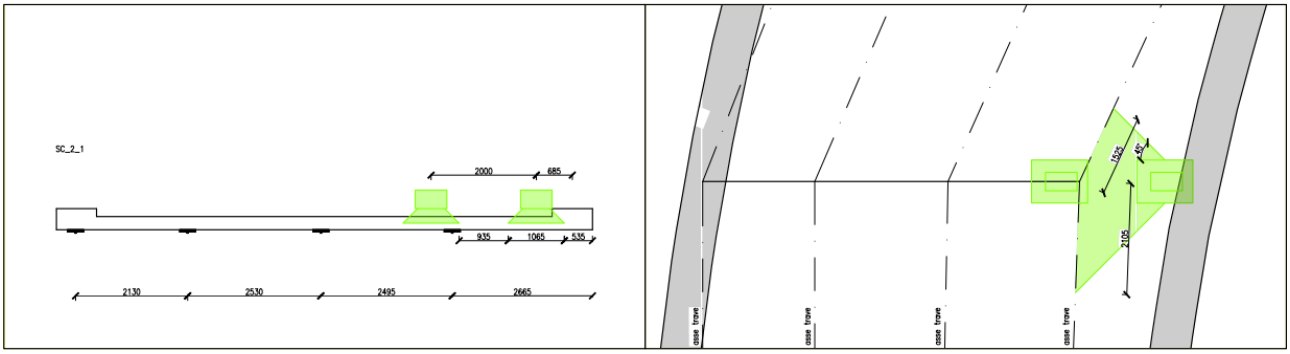


Figura 14.3:Schema 2_1

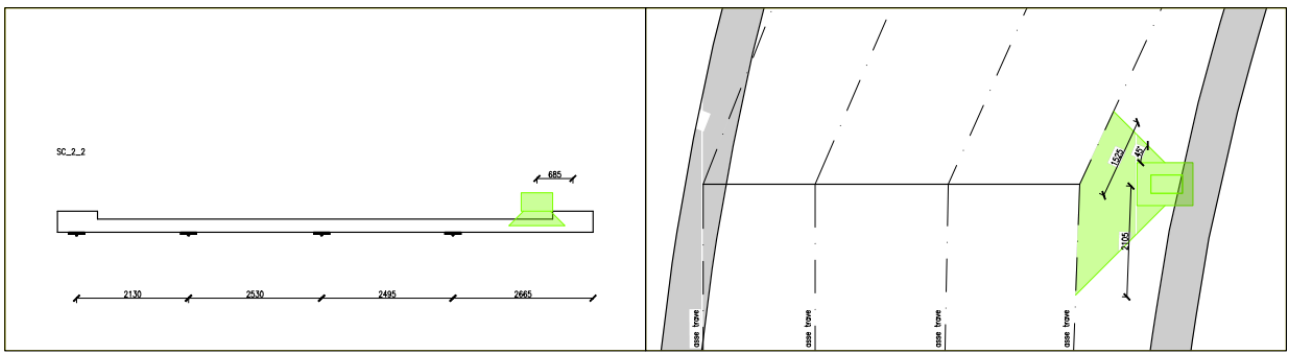


Figura 14.4:Schema 2_2

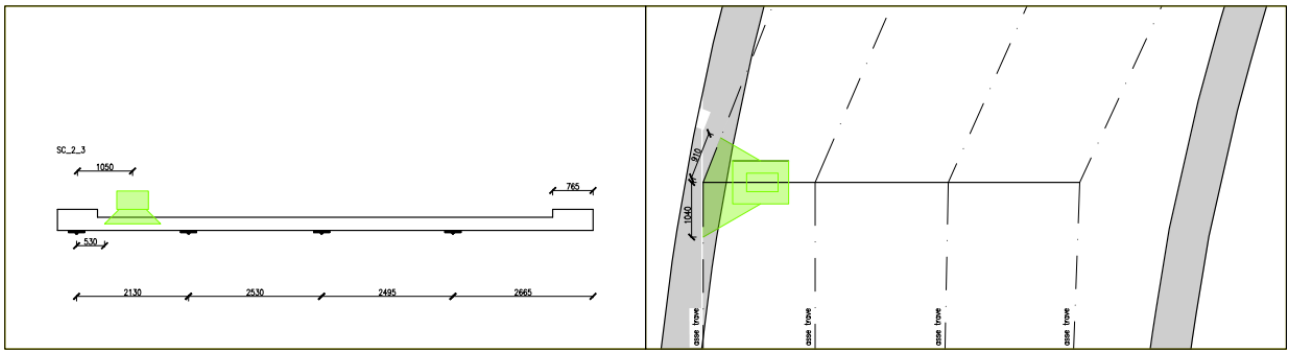


Figura 14.5: Schema 2_3

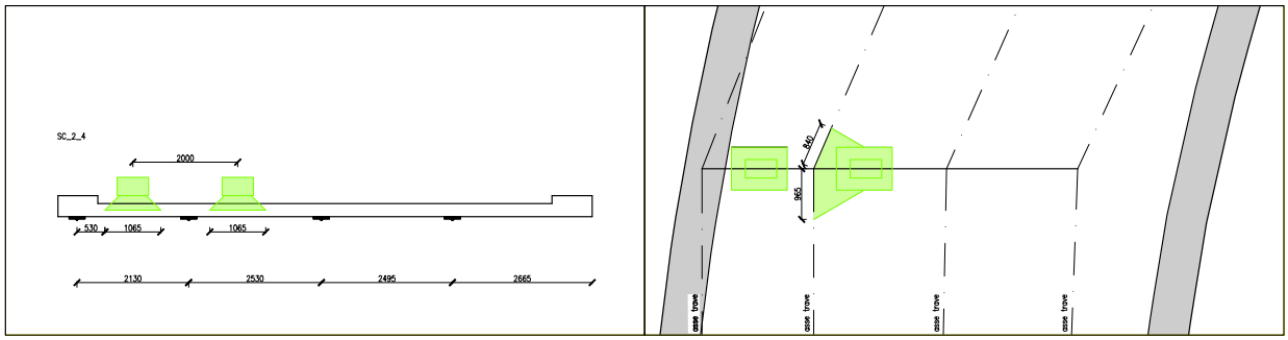


Figura 14.6: Schema 2_4

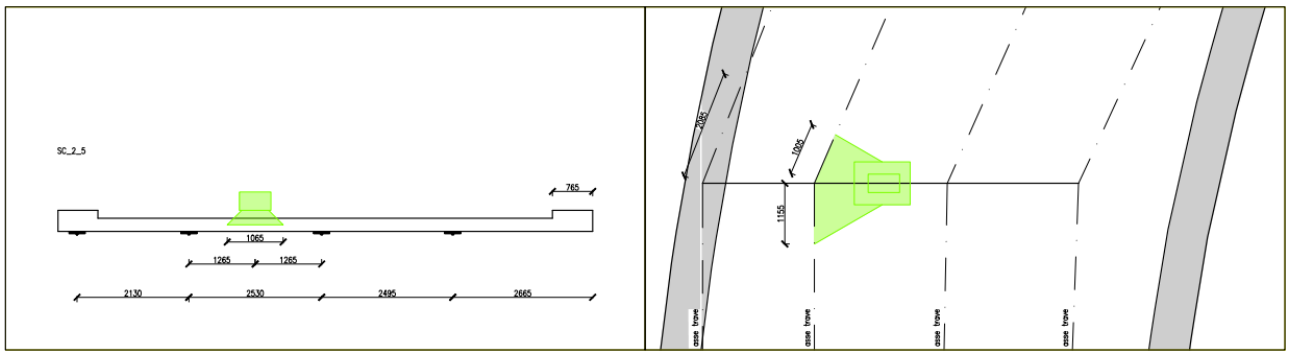


Figura 14.7:Schema 2_5

Viene realizzato un modello sul software midas civil NX della soletta mediante un elemento Beam. Gli appoggi, rappresentati dalla trave, vengono modellati come delle cerniere sferiche. I carichi sulla soletta sono implementati come carichi lineari lungo il beam:



Figura 14.8: Schematizzazione del carico dovuto al peso del cordolo

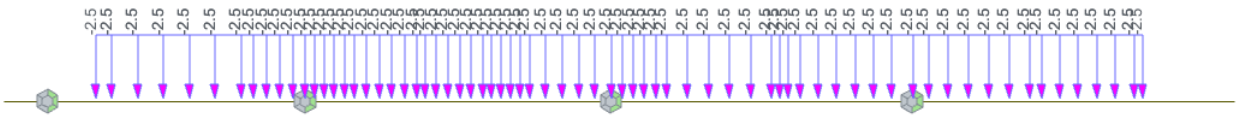


Figura 14.9: Schematizzazione del carico dovuto al peso della pavimentazione



Figura 14.10: Schematizzazione del carico dovuto allo Schema 2_2

Vengono di seguito mostrate le combinazioni di carico:

	PP	Cordoli	Pavimentazione	barriera	sc2_1	sc2_2	sc2_3	sc1_1	sc1_2	sc2_4	sc2_5	urto
SLU_1_SC2_1	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35							
SLU_2_SC2_2	1.35	1.35	1.35	1.35		1.35						
SLU_3_SC2_3	1.35	1.35	1.35	1.35			1.35					
SLU_5_SC2_4	1.35	1.35	1.35	1.35						1.35		
SLU_4_SC1_1	1.35	1.35	1.35	1.35				1.35				
SLU_6_SC1_2	1.35	1.35	1.35	1.35					1.35			
SLU_7_SC2_5	1.35	1.35	1.35	1.35							1.35	
SLU_urto	1.00	1.00	1.00	1.00		1.00						1.00
SLE_Rara_SC2_2	1.00	1.00	1.00	1.00		1.00						
SLE_Rata_SC2_5	1.00	1.00	1.00	1.00							1.00	
QP	1.00	1.00	1.00	1.00								
SLE_frequente_SC2_2	1.00	1.00	1.00	1.00		0.75						
SLE_frequente_SC2_5	1.00	1.00	1.00	1.00							0.75	

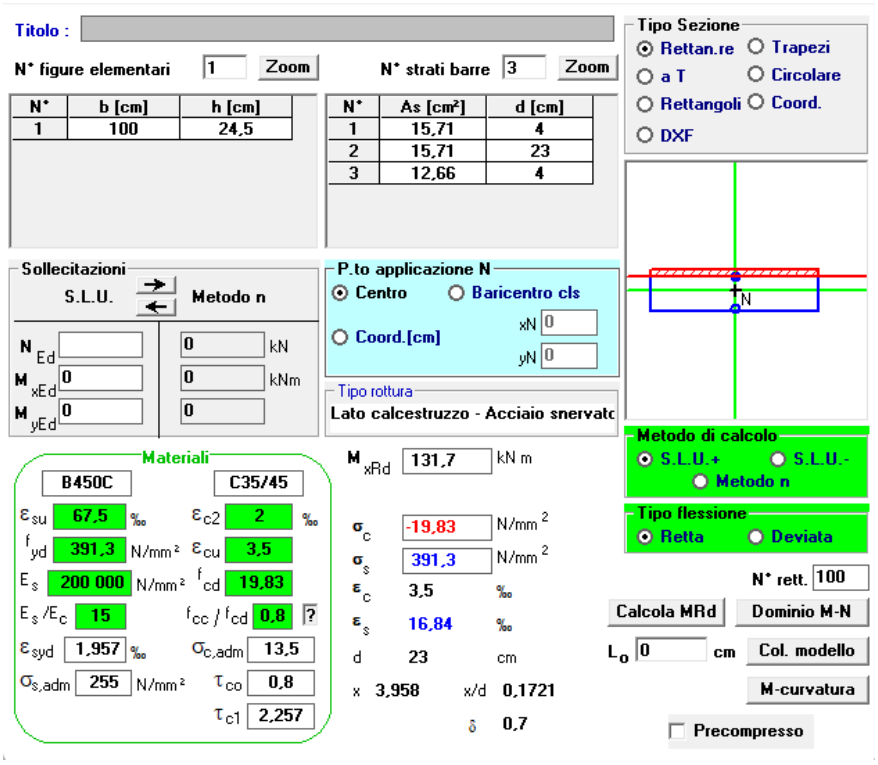
Le sollecitazioni, così schematizzate vengono poi divise per la lunghezza di diffusione specifica per ogni condizione e visibili nelle figure sopra riportate.

14.2.1 *VERIFICHE ALLO SLU*

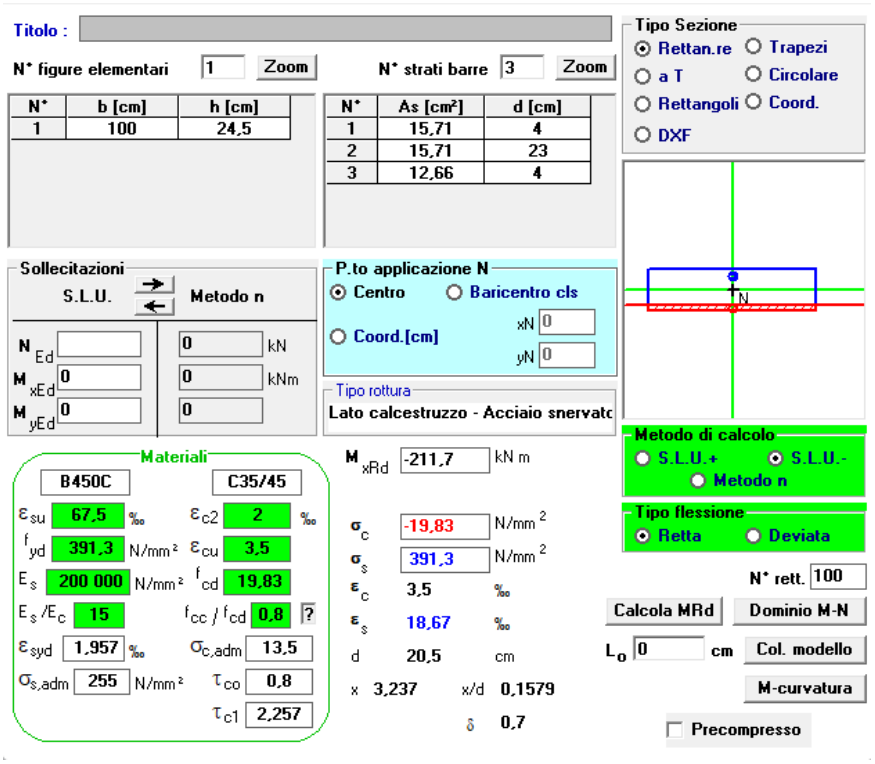
14.2.1.1 VERIFICHE A FLESSIONE

L'armatura resistete a flessione consistono in barre di armatura ø20 con passo 200mm, piùø22 con passo 300mm per momento negativo e ø20 con passo 200 mm per momento positivo.

14.2.1.1.1 Resistenza a Momento Positivo

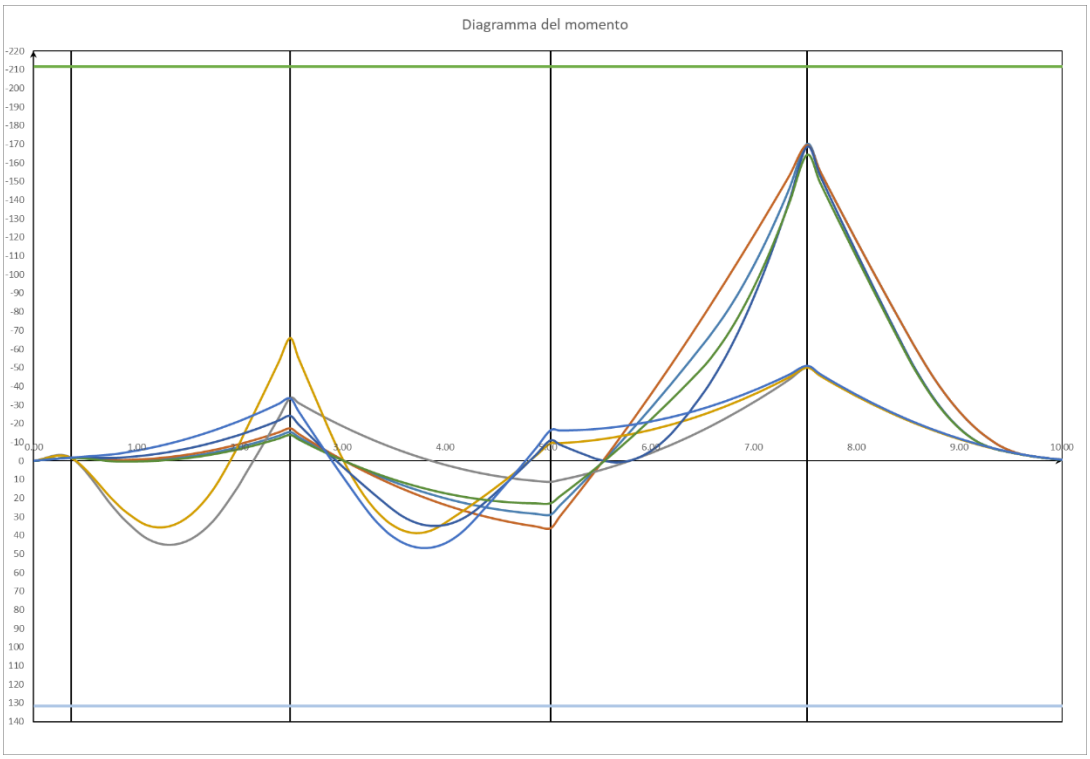


14.2.1.1.2 Resistenza a Momento Negativo



14.2.1.1.3 Riepilogo delle verifiche

Vengono di seguito mostrate le verifiche allo SLU, rispetto a tutte le combinazioni considerate sotto forma di grafico:



Si riportano le verifiche anche in formato tabellare:

	I diff	Med (+)	Mrd(+)	C/D	Med (-)	Mrd(-)	C/D
SLU_1_SC2_1	3.63	28.92	131.70	4.55	-170.08	-211.70	1.24
SLU_2_SC2_2	3.63	36.26	131.70	3.63	-169.49	-211.70	1.25
SLU_3_SC2_3	1.95	45.15	131.70	2.92	-50.12	-211.70	4.22
SLU_5_SC2_4	1.805	38.61	131.70	3.41	-65.87	-211.70	3.21
SLU_4_SC1_1	4.965	34.89	131.70	3.77	-168.56	-211.70	1.26
SLU_6_SC1_2	4.965	22.80	131.70	5.78	-164.14	-211.70	1.29
SLU_7_SC2_5	2.16	46.88	131.70	2.81	-51.09	-211.70	4.14

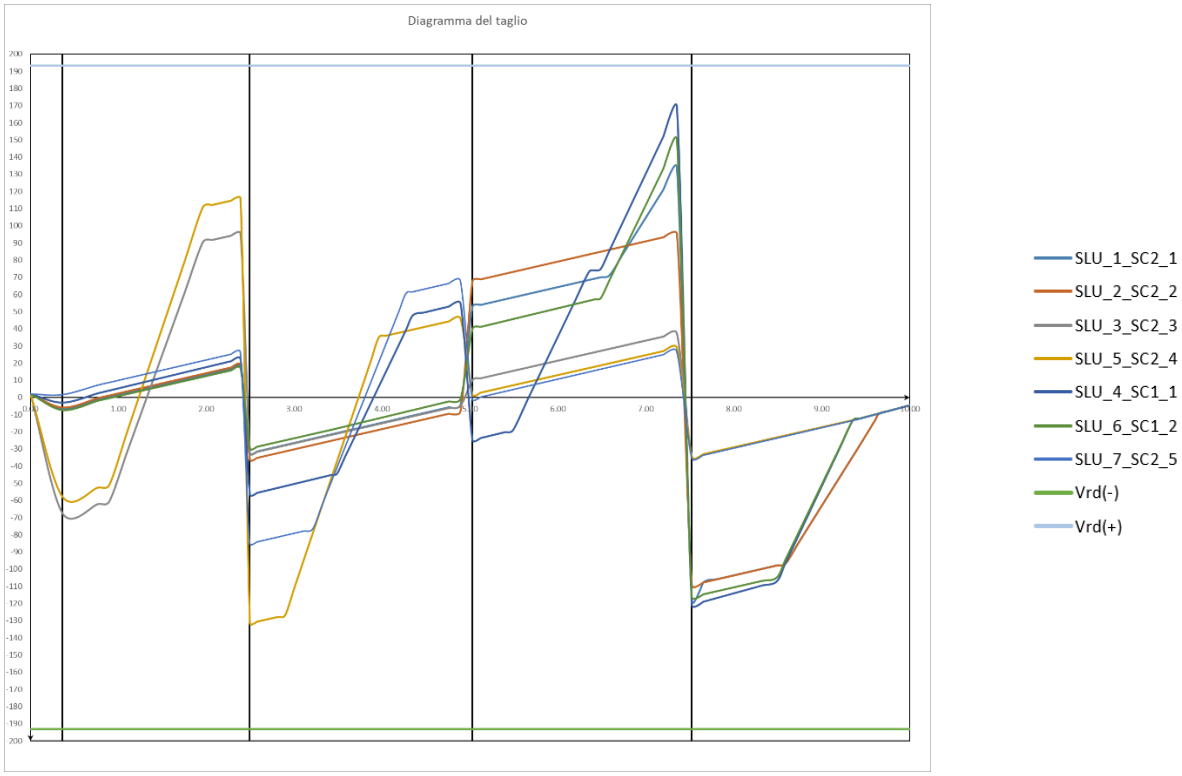
Le resistenze sono maggiori delle sollecitazioni, per cui le verifiche risultano soddisfatte.

14.2.1.2 VERIFICHE A TAGLIO

Le verifiche a Taglio vengono predisposte secondo le formulazioni per elementi non armati a taglio descritto al capitolo 4.1.2.3.5.1 delle attuali norme. Per la quale si ha che la resistenza a taglio è pari a:

VERIFICA A TAGLIO SENZA ARMAURE TRASVERSALI (NTC 2018)			
Significato dei simboli	**Parametro**	**Valore**	**u.d.m.**
Altezza utile della sezione in cls	d	205.00	mm
Larghezza minima della sezione in cls	b_w	1000.00	mm
Classe di calcestruzzo		C35/45	
Resistenza cilindrica caratteristica	f_{ck}	50.11	MPa
Resistenza a trazione media	f_{ctm}	3.35	MPa
Coefficiente di sicurezza	γ_C	1.50	-
Acciao di armatura		B450C	
Tensione di snervamente caratteristica	f_{yk}	450.00	
Armatura longitudinale di calcolo	A_{sl}	2521.13	mm^2
armatura longitudinale in zona tesa minima	$A_{s,min}$	397.04	mm^2
Armatura massima	$A_{s,min}$	8200.00	
Valore di calcolo dello sforzo normale agente	N_{ed}	0.00	N
-	k	1.99	-
Rapporto geometrico di armatura longitudinale	ρ	0.012	-
Tensione media di compressione sulla sezione	σ_{cp}	0.00	MPa
-	v_{min}	0.69	MPa
Resistenza a taglio di progetto	V_{rd}	193.14	kN
Valore di calcolo dello sforzo di taglio agente	V_{ed}	140.95	kN
VERIFICATO	V_{ed}/V_{rd}	**1.37**	-

Vengono di seguito mostrate le verifiche allo SLU, rispetto a tutte le combinazioni considerate sotto forma di grafico:



Si riportano le verifiche anche in formato tabellare:

	I diff	Ved (+)	Ved (-)	max Ved	Vrd	C/D
SLU_1_SC2_1	3.63	133.67	-118.408	133.6694	193.14	1.44
SLU_2_SC2_2	3.63	95.18	-109.328	109.3278	193.14	1.77
SLU_3_SC2_3	1.95	95.36	-67.4615	95.3641	193.14	2.03
SLU_5_SC2_4	1.805	116.01	-131.546	131.5457	193.14	1.47
SLU_4_SC1_1	4.965	168.74	-120.806	168.7412	193.14	1.14
SLU_6_SC1_2	4.965	149.64	-116.155	149.6375	193.14	1.29
SLU_7_SC2_5	2.16	68.00	-85.1528	85.15278	193.14	2.27

Le resistenze sono maggiori delle sollecitazioni, per cui le verifiche risultano soddisfatte.

14.2.2 *VERIFICHE SLE*

A Partire dalla condizioni peggiore individuata allo stato limite ultimo, si effettuano su tale condizione anche le verifiche allo stato limite di esercizio.

14.2.2.1 VERIFICHE DI LIMITAZIONI DELLE TENSIONI

Sono condotte le verifiche di limitazioni delle tensioni secondo quanto riportato in normativa al paragrafo 4.1.2.2.5. Devono essere soddisfatte le seguenti disequazioni, per il calcestruzzo:

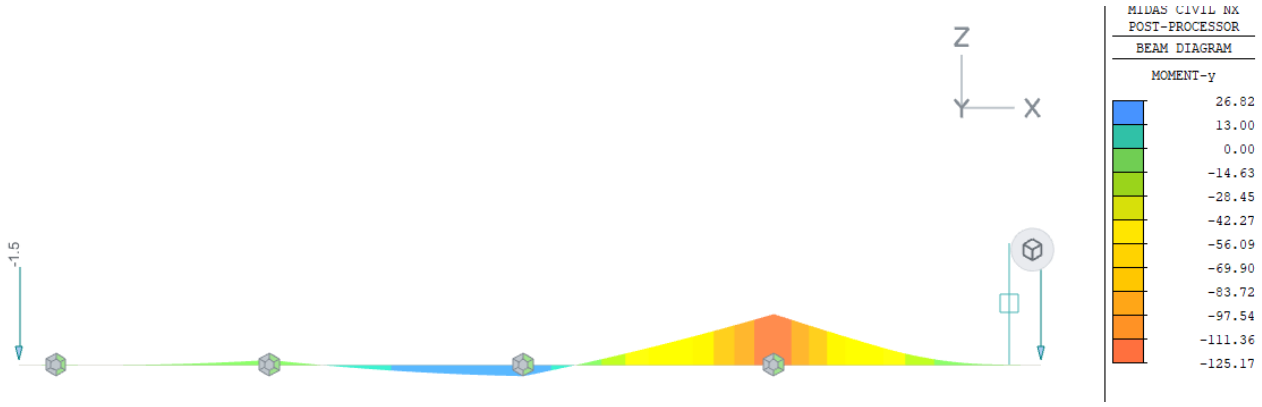
$$\sigma_{c,max} \leq 0.60\, f_{ck}\ [Rara] \rightarrow 0.60 \cdot 35 = 21\ MPa$$

$$\sigma_{c,max} \leq 0.45\, f_{ck}\ [Quasi\ permanete] \rightarrow 0.45 \cdot 35 = 15.75\ MPa$$

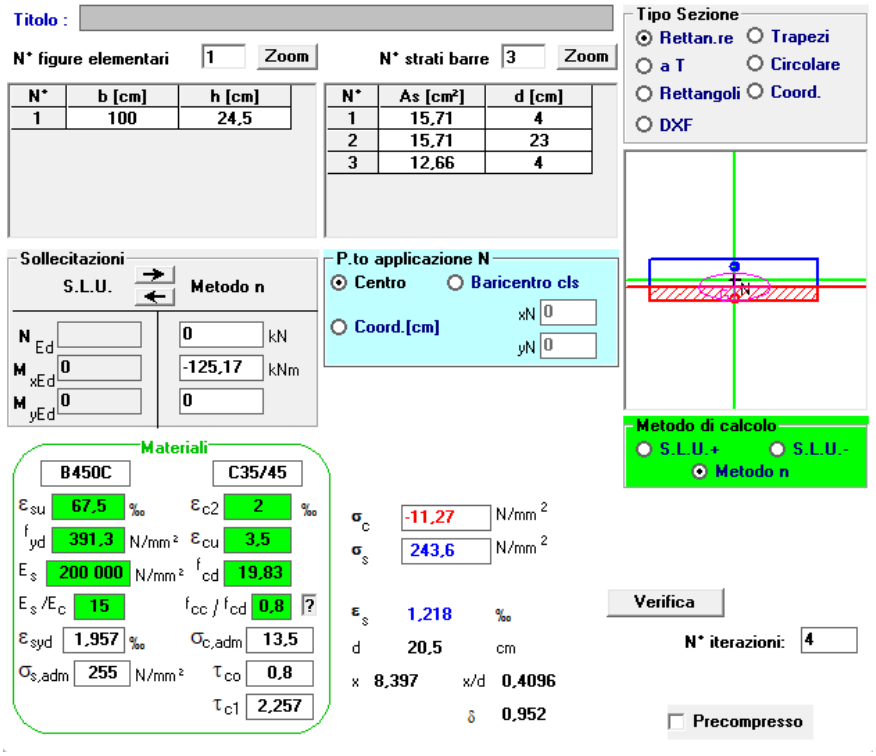
Per l'acciaio:

$$\sigma_{s,max} \leq 0.80\, f_{yk}\ [Rara] \rightarrow 0.80 \cdot 450 = 360\ MPa$$

<u>In condizione Rara (momento negativo):</u>

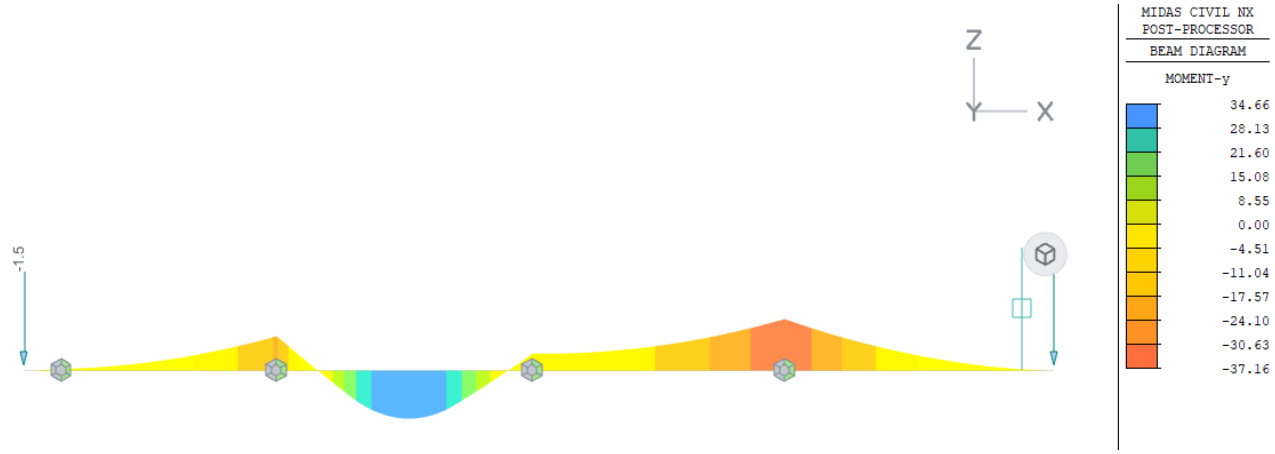


La tensione sul calcestruzzo viene calcolato con metodo n:

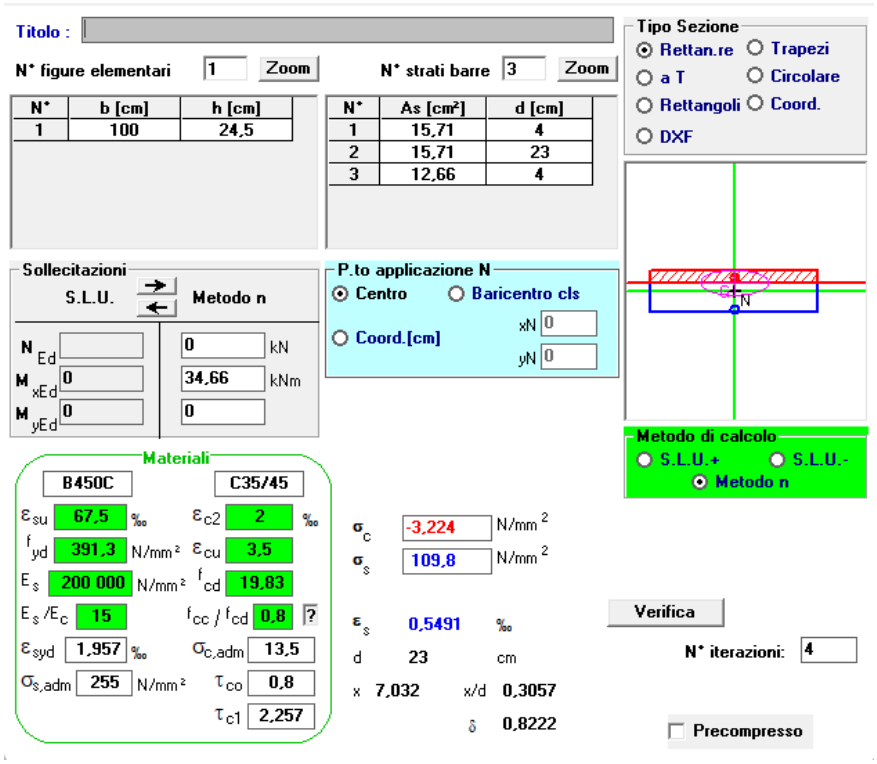


Le tensioni, sia nel calcestruzzo che nell'acciaio, sono inferiori ai limiti imposti da normativa.

In condizione Rara (momento positivo):

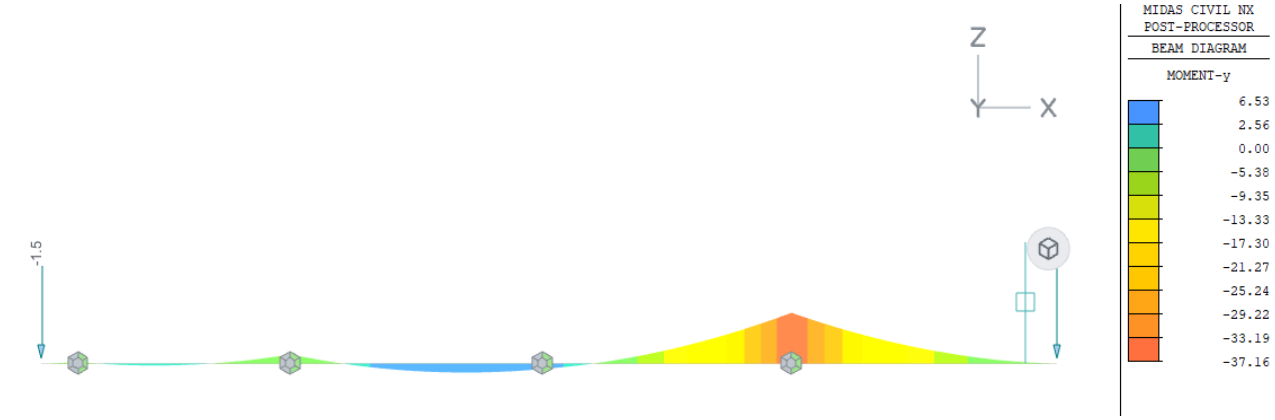


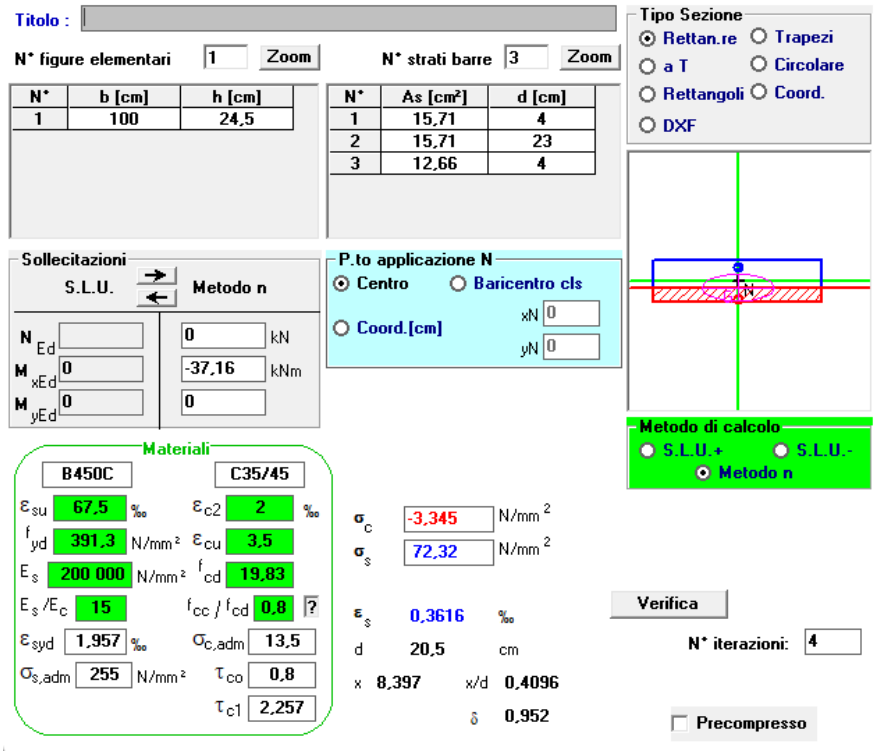
La tensione sul calcestruzzo viene calcolato con metodo n:



Le tensioni, sia nel calcestruzzo che nell'acciaio, sono inferiori ai limiti imposti da normativa.

In condizione quasi permanente:





Le tensioni nel calcestruzzo sono inferiori ai limiti imposti da normativa.

14.2.2.2 VERIFICHE DI APERTURA DELLE FESSURE

Viste le condizioni ambientali "Aggressive" cui si trova sottoposta la struttura, si adotta un valore nominale di apertura delle fessure pari a $w_2 = 0.3$ mm in condizione frequente e $w_1 = 0.2$ mm in condizione quasi permanente.

Tab. 4.1.III – *Descrizione delle condizioni ambientali*

Condizioni ambientali	Classe di esposizione
Ordinarie	X0, XC1, XC2, XC3, XF1
Aggressive	XC4, XD1, XS1, XA1, XA2, XF2, XF3
Molto aggressive	XD2, XD3, XS2, XS3, XA3, XF4

Tab. 4.1.IV - *Criteri di scelta dello stato limite di fessurazione*

Gruppi di Esigenze	Condizioni ambientali	Combinazione di azioni	Armatura			
			Sensibile		Poco sensibile	
			Stato limite	w_k	Stato limite	w_k
A	Ordinarie	frequente	apertura fessure	$\leq w_2$	apertura fessure	$\leq w_3$
		quasi permanente	apertura fessure	$\leq w_1$	apertura fessure	$\leq w_2$
B	Aggressive	frequente	apertura fessure	$\leq w_1$	apertura fessure	$\leq w_2$
		quasi permanente	decompressione	-	apertura fessure	$\leq w_1$
C	Molto aggressive	frequente	formazione fessure	-	apertura fessure	$\leq w_1$
		quasi permanente	decompressione	-	apertura fessure	$\leq w_1$

Le verifiche vengono svolte secondo il metodo semplificato esplicato al capitolo C4.1.2.2.4.5 della circolare applicativa delle NTC2018.

14.2.2.2.1 Condizione frequente

Momento massimo Negativo:

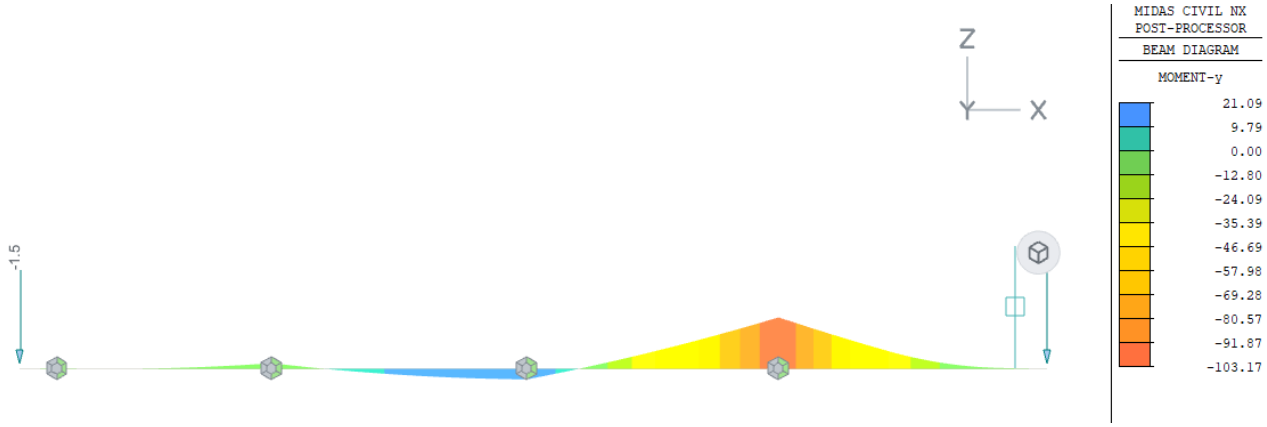


Figura 14.11: Massimo momento negativo in condizione frequente

Le tensioni sono calcolate con il metodo n:

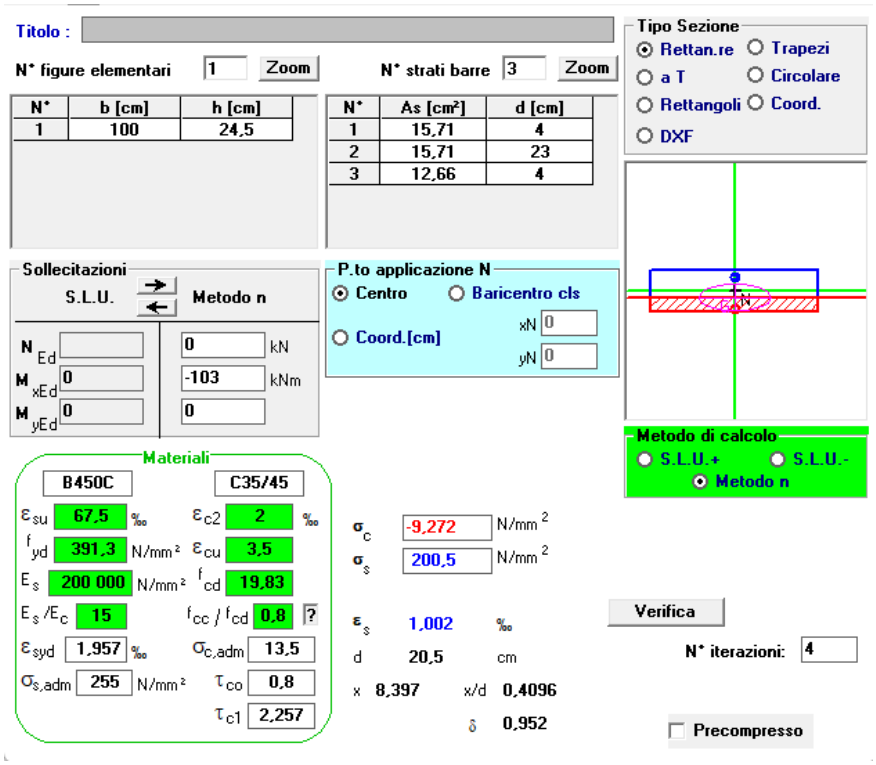


Tabella C4.1.II *Diametri massimi delle barre per il controllo di fessurazione*

Tensione nell'acciaio	Diametro massimo ϕ delle barre (mm)		
σ_s [MPa]	$w_3 = 0,4$ mm	$w_2 = 0,3$ mm	$w_1 = 0,2$ mm
160	40	32	25
200	32	25	16
240	20	16	12
280	16	12	8
320	12	10	6
360	10	8	-

Tabella C4.1.III -*Spaziatura massima delle barre per il controllo di fessurazione*

Tensione nell'acciaio σ_s [MPa]	Spaziatura massima s delle barre (mm)		
	$w_3 = 0{,}4$ mm	$w_2 = 0{,}3$ mm	$w_1 = 0{,}2$ mm
160	300	300	200
200	300	250	150
240	250	200	100
280	200	150	50
320	150	100	-
360	100	50	-

I limiti sia di spaziatura che di diametro massimo sono rispettate, per tanto la verifica si considera soddisfatta.

Momento massimo Positivo:

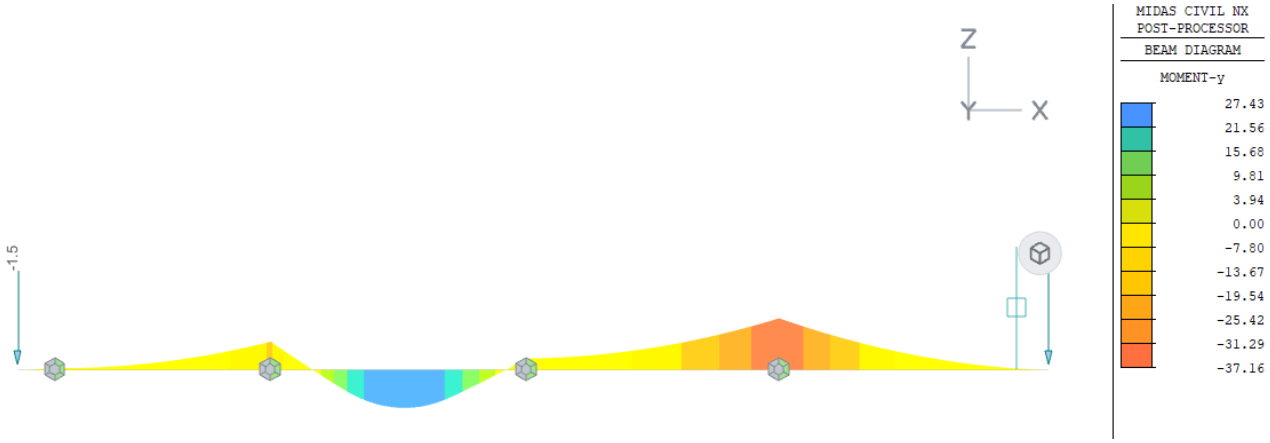


Figura 14.12: Massimo momento positivo in condizione frequente

Le tensioni sono calcolate con il metodo n:

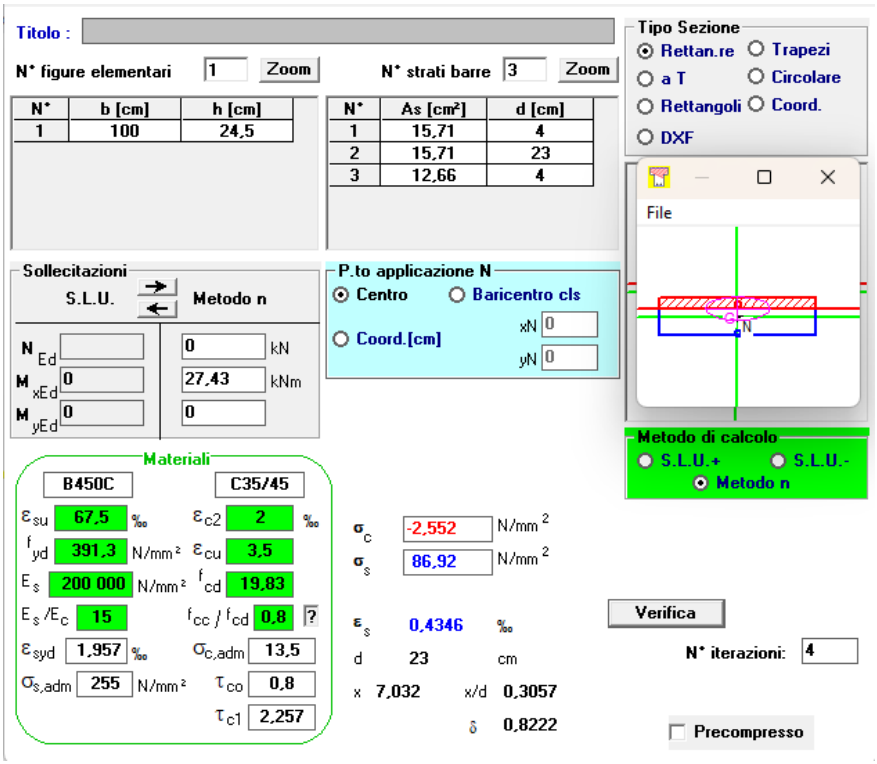


Tabella C4.1.II *Diametri massimi delle barre per il controllo di fessurazione*

Tensione nell'acciaio	Diametro massimo ϕ delle barre (mm)		
σ_s [MPa]	$w_3 = 0{,}4$ mm	$w_2 = 0{,}3$ mm	$w_1 = 0{,}2$ mm
160	40	32	25
200	32	25	16
240	20	16	12
280	16	12	8
320	12	10	6
360	10	8	-

Tabella C4.1.III -*Spaziatura massima delle barre per il controllo di fessurazione*

Tensione nell'acciaio	Spaziatura massima s delle barre (mm)		
σ_s [MPa]	$w_3 = 0{,}4$ mm	$w_2 = 0{,}3$ mm	$w_1 = 0{,}2$ mm
160	300	300	200
200	300	250	150
240	250	200	100
280	200	150	50
320	150	100	-
360	100	50	-

I limiti sia di spaziatura che di diametro massimo sono rispettate, per tanto la verifica si considera soddisfatta.

14.2.2.2.2 Condizione Quasi permanente

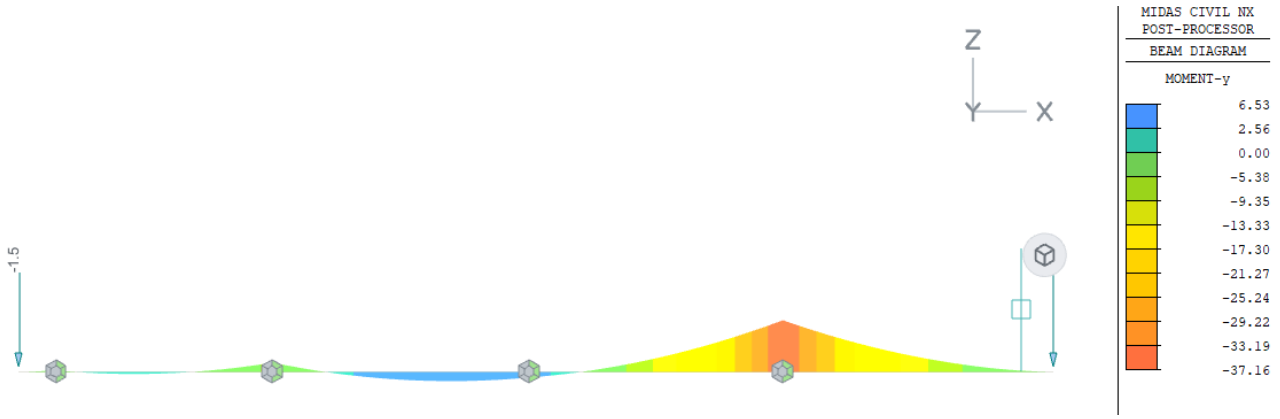


Figura 14.13: Digramma del momento in condizione quasi permanente

Le tensioni sono calcolate con il metodo n:

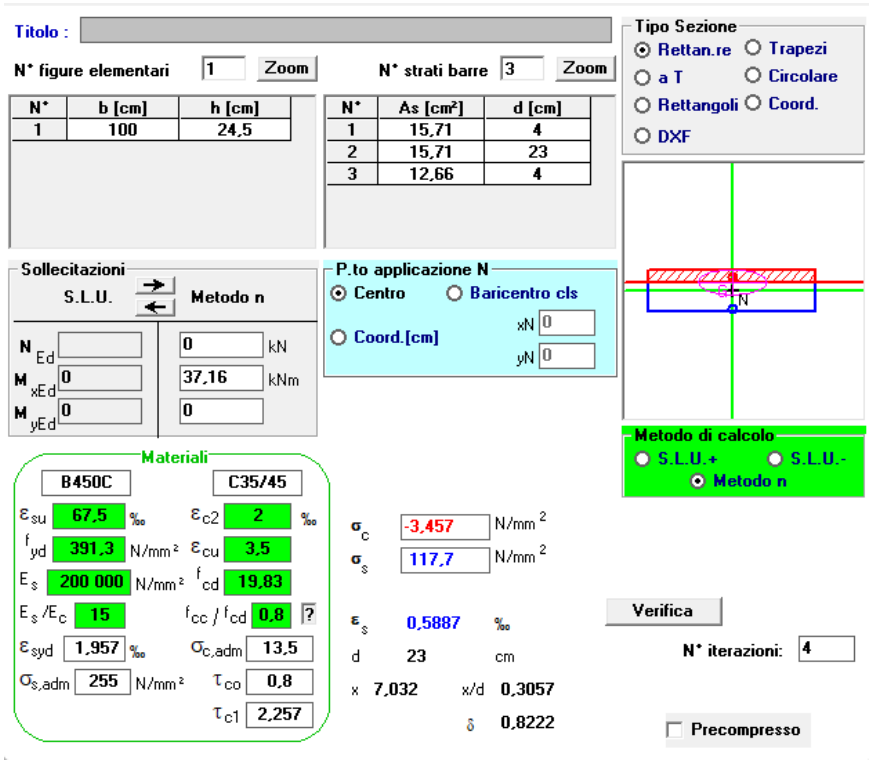


Tabella C4.1.II *Diametri massimi delle barre per il controllo di fessurazione*

Tensione nell'acciaio	Diametro massimo ϕ delle barre (mm)		
σ_s [MPa]	$w_3 = 0,4$ mm	$w_2 = 0,3$ mm	$w_1 = 0,2$ mm
160	40	32	25
200	32	25	16
240	20	16	12
280	16	12	8
320	12	10	6
360	10	8	-

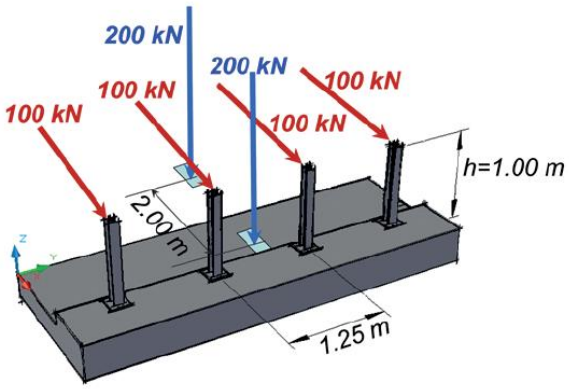
Tabella C4.1.III -*Spaziatura massima delle barre per il controllo di fessurazione*

Tensione nell'acciaio	Spaziatura massima s delle barre (mm)		
σ_s [MPa]	$w_3 = 0,4$ mm	$w_2 = 0,3$ mm	$w_1 = 0,2$ mm
160	300	300	200
200	300	250	150
240	250	200	100
280	200	150	50
320	150	100	-
360	100	50	-

I limiti sia di spaziatura che di diametro massimo sono rispettate, per tanto la verifica si considera soddisfatta.

14.2.3 *VERIFICHE DI URTO DA VEICOLO*

Il calcolo del cordolo viene eseguito in accordo con le linee guida A.N.A.S. considerando un'azione eccezionale di $100\ kN$ applicata ad una altezza dal piano di marcia $h = 1.00\ m$, con interasse tra i montanti della barriera di protezione pari a $1.25m$.
L'azione è intesa come eccezionale, e non necessita pertanto di essere amplificata tramite coefficienti. Le sollecitazioni agenti a metro lineare di cordolo sono calcolate come di seguito:



14.2.3.1 VERIFICA DEL CORDOLO

14.2.3.1.1 Verifica a taglio

La resistenza nei confronti del taglio è calcolata secondo quanto riportato al § 4.1.2.1.3.1 delle NTC18 come la minima tra:

$$V_{R,sd} = 0.9d\frac{A_{sw}}{s}f_{yd}(\cot\alpha + \cot\theta)\sin\alpha$$

$$V_{R,cd} = 0.9db_w\alpha_c f'_{cd}\frac{(\cot\alpha + \cot\theta)}{1 + (\cot\theta)^2}\sin\alpha$$

La sollecitazione di calcolo agente è $V_{Ed} = 80kN$.
L'armatura resistente al taglio è costituita da staffe ø12/20 cm:

VERIFICA A TAGLIO CON ARMATURE TRASVERSALI (NTC 2018) MODELLO TETA VARIABILE			
Significato dei simboli	**Parametro**	**Valore**	**u.d.m.**
Altezza utile della sezione in cls	d	725.00	mm
Larghezza minima della sezione in cls	b_w	400.00	mm
Classe di calcestruzzo		C35/45	
Coefficiente di sicurezza	γ_C	1.50	-
Resistenza cilindrica caratteristica	f_{ck}	50.11	MPa
Resistenza cilindrica di progetto	f_{cd}	28.40	MPa
Acciao di armatura		B450C	
Tensione di snervamento caratteristica	f_{yk}	450	MPa
Coefficiente di sicurezza	γ_s	1.15	-
Tensione di snervamento di progetto	f_{yd}	391.30	MPa
Resistenza di progetto a compressione ridotta del calcestruzzo d'anima	vf_{cd}	14.20	MPa
Tensione media di compressione sulla sezione	σ_{cp}	0.00	MPa
Area dell'armatura trasversale	A_{sw}	226.19	mm^2
Interasse tra due armature trasversali consecutive	s_w	200	mm
Angolo di inclinazione dell'armatura trasversale rispetto all'asse della trave	α	90	°
Scelta del tipo di angolo teta	θ	Ottimale	-
Angolo teta da inserire nel caso di scelta manuale	θ	45	
Rapporto meccanico armatura	ω_w	0.078	-
Inclinazione dei puntoni di calcestruzzo rispetto all'asse della trave	θ	21.801	°
Tipo di rottura	Materiale	ACCIAIO	-
cotg θ	cotg θ	2.500	-
cotg α	cotg α	0.00	-
Coefficiente maggiorativo	α_c	1	-
Resistenza a taglio trazione	V_{Rsd}	**721.92**	kN
Resistenza a taglio compressione	V_{Rcd}	**1277.81**	kN
Resistenza a taglio della trave	**V_{Rd}**	**721.92**	**kN**
Taglio sollecitante	**V_{Ed}**	80.00	**kN**
VERIFICATO	V_{Rd}/V_{Ed}	**9.02**	-

14.2.3.1.2 Verifica a torsione

La resistenza nei confronti della torsione è calcolata secondo quanto riportato al §4.1.2.3.6 delle NTC18.
Il cordolo è armato con 4Ø18 inferiori + 4Ø18 superiori +4Ø18 di parete.
Per elementi prismatici sottoposti a torsione semplice o combinata con altre sollecitazioni, che abbiano sezione piena o cava, lo schema resistente è costituito da un traliccio periferico in cui gli sforzi di trazione sono affidati alle armature longitudinali e trasversali ivi contenute e gli sforzi di compressione sono affidati alle bielle di calcestruzzo.
Con riferimento al calcestruzzo la resistenza di progetto si calcola con

$$T_{Rcd} = 2 \cdot A \cdot t \cdot f'_{cd} \cdot ctg\theta / (1 + ctg^2\theta)$$

dove t è lo spessore della sezione cava; per sezioni piene $t = A_c/u$ dove A_c è l'area della sezione ed u è il suo perimetro; t deve essere assunta comunque maggiore di 2 volte la distanza fra il bordo e il centro dell'armatura longitudinale.
Con riferimento alle staffe trasversali la resistenza di progetto si calcola con

$$T_{Rsd} = 2 \cdot A \cdot \frac{A_s}{s} \cdot f_{yd} \cdot ctg\theta$$

Con riferimento all'armatura longitudinale la resistenza di progetto si calcola con

$$T_{Rld} = 2 \cdot A \cdot \frac{\sum A_l}{u_m} \cdot f_{yd}/ctg\theta$$

Dove:

A è area racchiusa dalla fibra media del profilo periferico;
As è area delle staffe;
um è perimetro medio del nucleo resistente;
s è passo delle staffe;
$\sum A1$ è l'area complessiva delle barre longitudinali.
La sollecitazione torcente di progetto è data da: $T_{Ed} = 80kN/m \cdot 1.00\ m = 80\ kNm/m$

VERIFICA A TORSIONE SEZIONE RETTANGOLARE (NTC 2018)			
Significato dei simboli	**Parametro**	**Valore**	**u.d.m.**
Base	B	400.00	mm
Copriferro	c	40.00	mm
Altezza	H	765.00	mm
Area	A	306000	mm^2
Perimetro	u	2330	mm
Area racchiusa dalla fibra media del profilo periferico	A_k	194065	mm^2
Inclinaizone delle bielle in calcestruzzo	θ	21.80	°
Scelta spessore t		Medio	
Spessore	t	105.67	mm
perimetro medio	u_k	1907.34	mm
Area staffe	A_s	113.10	mm^2
passo	s_w	200	mm
Scelta classe del calcestruzzo	C35/45		
Resistenza cilindrica caratteristica del calcestruzzo	f_{ck}	50.11	MPa
Resistenza cilindrica di progetto	f_{cd}	28.40	MPa
Resistenza cilindrica ridotta	f'_{cd}	14.20	Mpa
Tensione di snervamento di progetto	f_{yd}	391.30	MPa
Momento torcente sollecitante della sezione	$\mathbf{T_{Ed}}$	80	kNm
Armatura longitudinale aggiuntiva necessaria per la torsione	$\Delta A_{l,min}$	2511.69	mm^2
Ripartizione Armatura longitudinale aggiuntiva su B	$\Delta A_{l,min}B$	387.60	mm^2
Ripartizione Armatura longitudinale aggiuntiva su H	$\Delta A_{l,min}H$	868.25	mm^2
Armatura longitudinale aggiuntiva disposta	ΔA_l	3053.63	mm^2
momento torcente resistente delle bielle in calcestruzzo	T_{Rcd}	200.79	kNm
momento torcente resistente delle staffe	T_{Rsd}	214.71	kNm
momento torcente resistente delle armature longitudinali	T_{Rld}	97.26	kNm
momento torcente resistente della sezione	$\mathbf{T_{Rd}}$	**97.26**	**kNm**
VERIFICATO	T_{ed}/T_{rd}	**0.82**	-

Verifica a taglio-torsione
La resistenza di una membratura, soggetta a taglio e torsione, non deve eccedere la resistenza delle bielle compresse di calcestruzzo; deve essere pertanto soddisfatta la seguente relazione:

$$\frac{T_{Ed}}{T_{Rcd}} + \frac{V_{Ed}}{V_{Rcd}} \leq 1$$

VERIFICA A TAGLIO-TORSIONE (NTC 2018)			
VERIFICATO	$T_{Ed}/T_{Rcd}+V_{Ed}/V_{Rcd} < 1$	0.46	-

14.3 *VERIFICA A TENSO-FLESSIONE DELLA SOLETTA*

Viene inoltre considerata la verifica sulla soletta nell'eventualità dell'urto del veicolo sulla barriera. A partire dai carichi definiti dai quaderni Anas si calcola un'azione di trazione e flessione al metro, considerata su una larghezza di diffusione, calcolata secondo un angolo di 45°, rispetto ai montanti più lontani, che intercetta la zona di attacco della soletta. La distanza di diffusione coì calcolata è pari a 6.720 m. Le azioni agenti sulla soletta saranno quindi uno sforzo normale di trazione di 59.52 kN, e un momento dato dalla somma del momento dovuto all'urto, più il momento dovuto ai carichi permanenti gravanti sulla soletta.

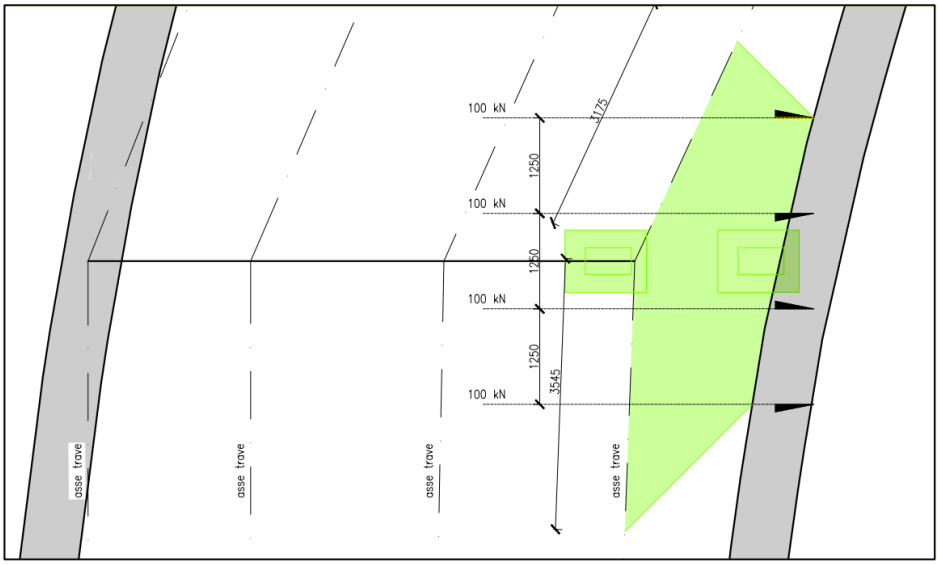


Figura 14.14: schema della sollecitazione da urto del veicolo

Si effettua un modello locale nella quale otre al carico verticale si inserisca anche quello orizzontale.



Figura 14.15:Modello di calcolo

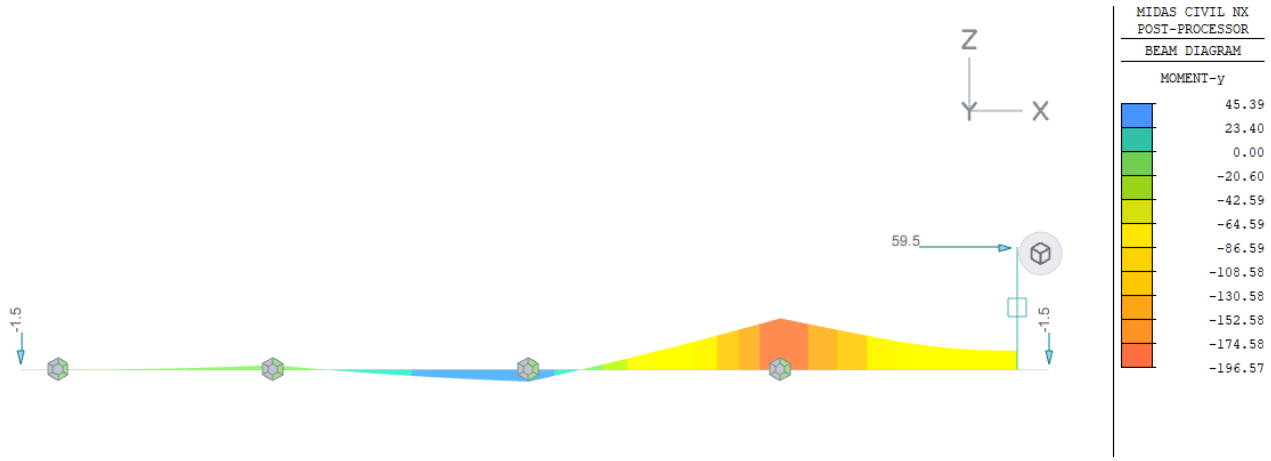


Figura 14.16: Diagramma del Momento

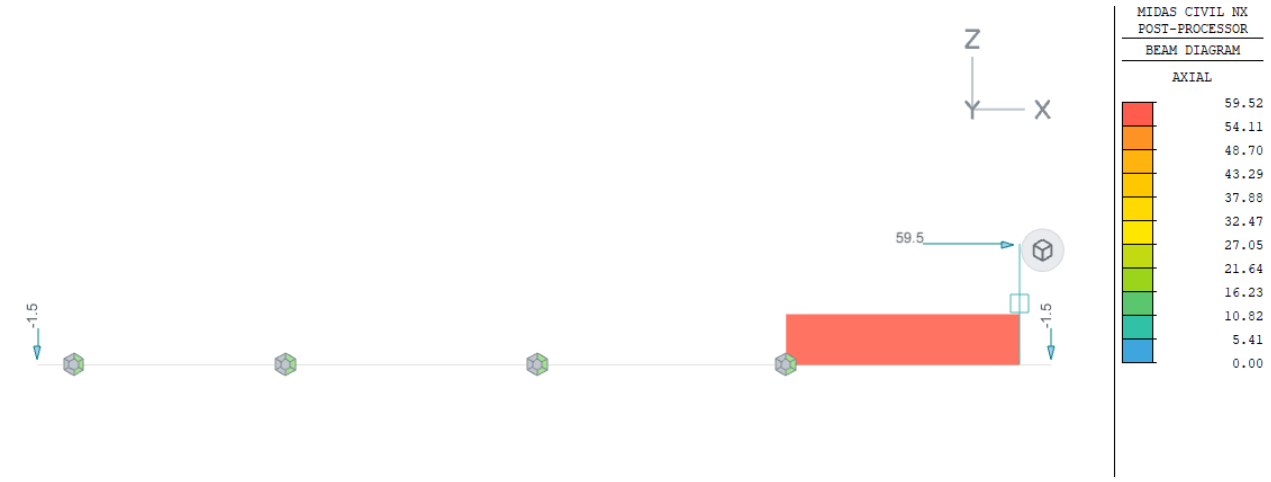
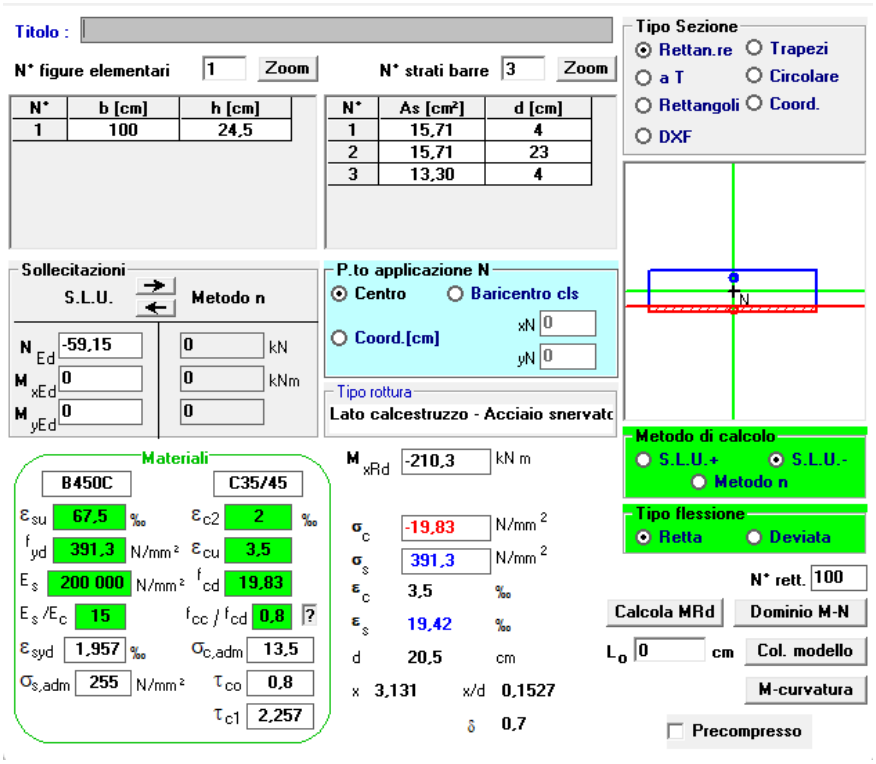


Figura 14.17: Diagramma dello sforzo Assiale

Si effettua la verifica a tenso-flessione sulla sezione di appoggio:



La verifica risulta soddisfatta. Con coefficiente C/D pari a:

$$\frac{C}{D} = \frac{210.3}{196.57} = 1.07$$

15 OPERE PROVVISIONALI IN FASE DI DEMOLIZIONE DELLA SOLETTA

Al fine di sostenere lo sbalzo in fase di demolizione della soletta esistente vengono installate delle mensole in acciaio.
Tale elemento, di forma triangolare, ha sezione composta da 2 elementi ad L di sezione 80x80x10. Si mostra di seguito uno schema semplificato della mensola:

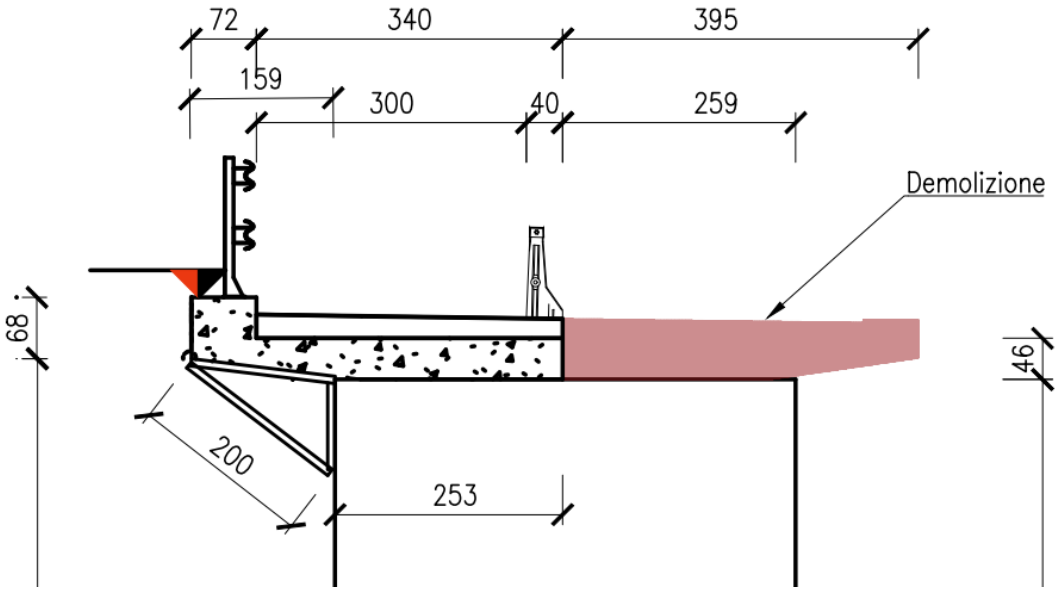


Figure 15.1:Schema di posizionamento della mensola

15.1 *MODELLO DI CALCOLO*

Per determinare le sollecitazioni che arrivano alla mensola di rinforzo viene realizzato un modello a beam semplificato. Si realizza un modello di larghezza un metro.
Al modello vengono inseriti i carichi relativi alle seguenti condizioni:

- Peso proprio della struttura,
- Peso della pavimentazione,
- Peso del cordolo,
- Peso della barriera,
- Carico relativo allo schema 2 delle NTC 2018.

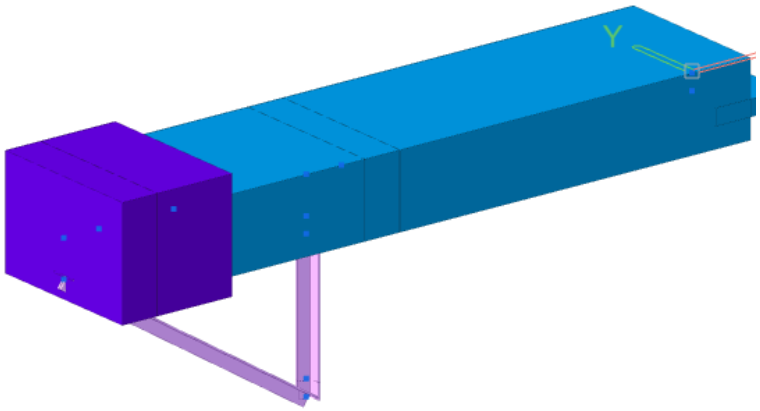


Figure 15.2: Modello di calcolo utilizzato

Il peso della struttura è calcolato in modo automatico dal software di calcolo, per quanto riguarda la barriera di sicurezza si è considerato un carico di 1.5 kN/m, per la pavimentazione si è considerato uno spessore pari a 0.27 m.

L'impronta della ruota viene diffusa secondo quanto riportato in normativa al punto 5.1.3.3.6 e come mostrato di seguito:

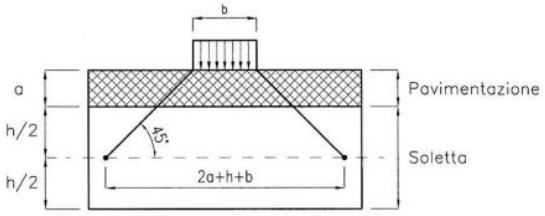


Fig. 5.1.3.a - *Diffusione dei carichi concentrati nelle solette*

diffusione schema 2					
h	456	mm			asse [kN]
a	270	mm			200
bx	350	mm	1346	mm	1
by	600	mm	1596	mm	200

Tutte le sollecitazioni vengono tra loro combinate allo SLU:

	LoadCase	Factor
▶	PP(ST)	1.3500
	pavimentazione(ST)	1.3500
	barriera(ST)	1.3500
	peso ruota(ST)	1.3500

15.2 *SOLLECITAZIONI DI CALCOLO*

Si mostrano di seguito le solleticazioni ottenute sulla mensola in acciaio, corrispondenti alla condizione SLU:

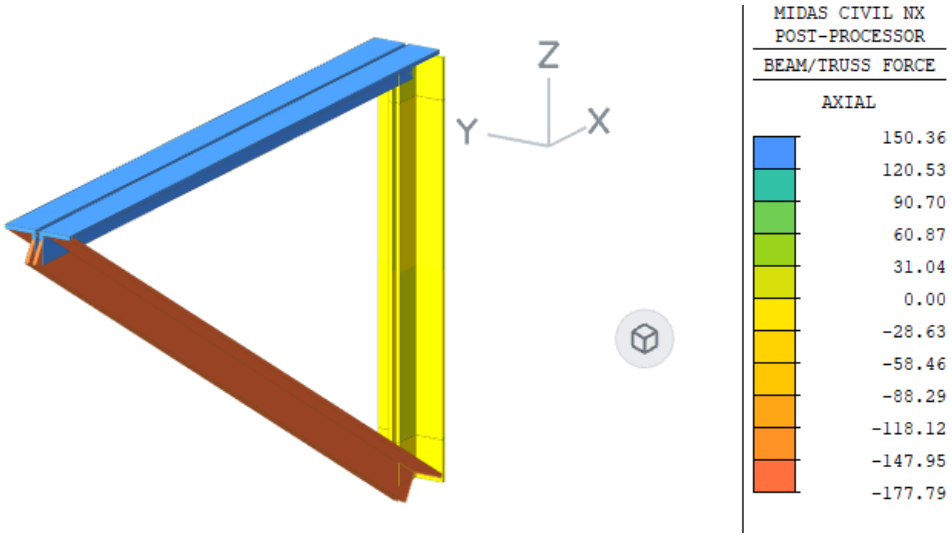
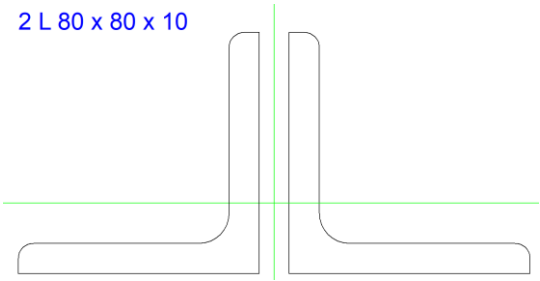


Figure 15.3: Sollecitazioni assiali

15.3 *VERIFICHE DI SICUREZZA*

15.3.1 *VERIFICHE SULLE SEZIONI*

Si effettuano le verifiche sulla sezione resistente:

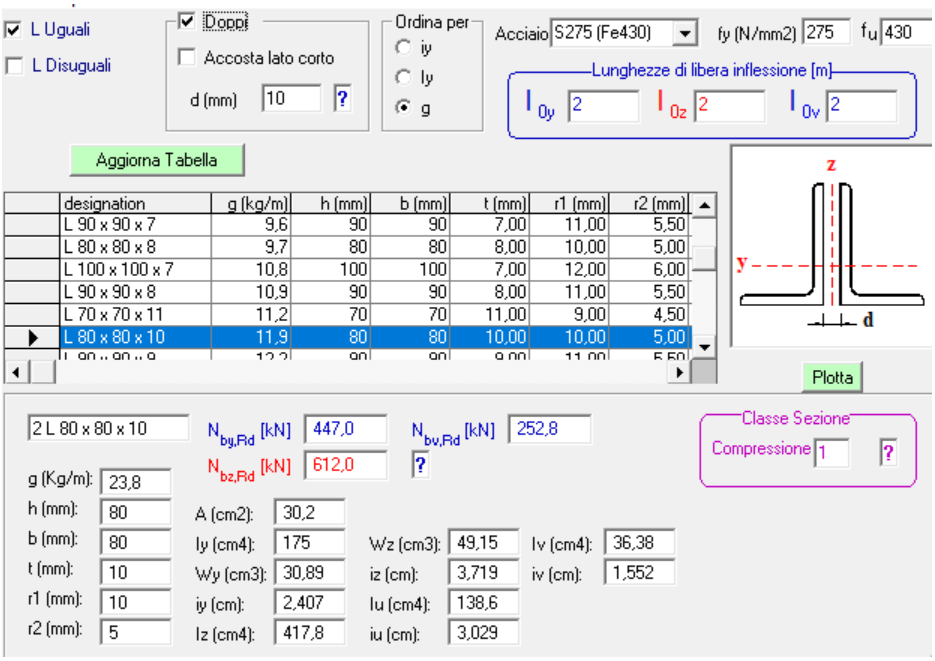


La sezione ha una area pari a 3020 mm^2 per cui la resistenza a trazione è pari a:

$$Frd = 3020\ mm^2 \cdot \frac{275}{1.05} = 791\ kN$$

maggiore rispetto alla sollecitazione di 150 kN.

La resistenza a compressione, considerando una lunghezza libera di inflessione pari a 2.00m, è pari a 251 kN:



2 L 80 x 80 x 10 Acciaio S275 (Fe430) fy (N/mm2) 275

γ_{M1} = 1,05 β_A = 1,0 ε = 0,92 $\lambda_1 = 93.9\varepsilon$ = 86,8

		Instabilità attorno all'asse		
		y - y	z - z	v - v
Snellezza	λ	83,09	53,77	128,87
Snellezza adimensionale	$\bar{\lambda} = \lambda/\lambda_1$ $\beta_A^{0.5}$	0,9572	0,6195	1,4846
Curva di instabilità		c	c	c
Coefficiente di imperfezione	α	0,49	0,49	0,49
$\phi = 0.5\,[1+\alpha(\bar{\lambda}-0.2)+\bar{\lambda}^2]$		1,1437	0,7947	1,9167
$\chi = 1 / [\phi + (\phi^2 - \bar{\lambda}^2)^{0.5}]$		0,5651	0,7738	0,3196
$N_{b,Rd} = \chi \beta_A A f_y / \gamma_{M1}$	(kN)	446,985	612,017	252,775

La sollecitazione di compressione è inferiore rispetto alla resistenza.

15.3.2 *VERIFICHE SUL SISTEMA DI CONNESSIONE ALL'ARCO*

Il sistema di connessione tra la mensola in acciaio e l'arco è realizzato per mezzo di inghisaggi chimici. In particolare si considerano 6 inghisaggi M20 8.8 ancorati per una lunghezza di 200 mm con ancorante tipo HIT-RE 500 V4.

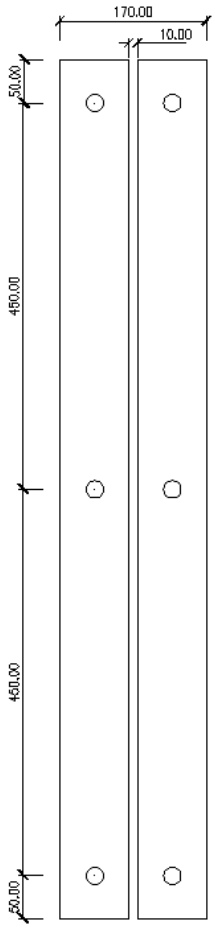


Figure 15.4: Schema di disposizione degli inghisaggi

La sollecitazione cui è soggetto la connessione è desunta a partire dal modello di calcolo:

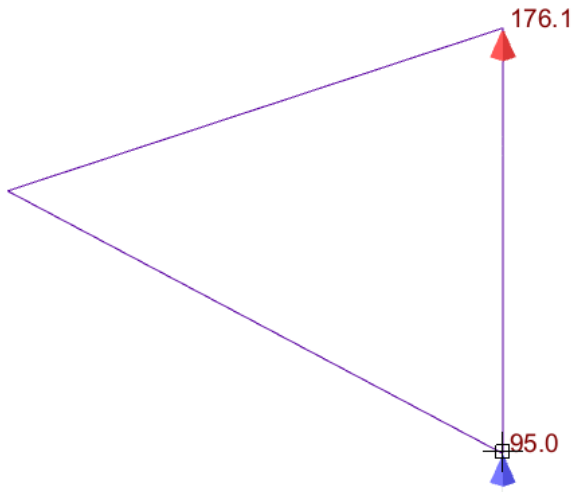


Figure 15.5: Taglio agente

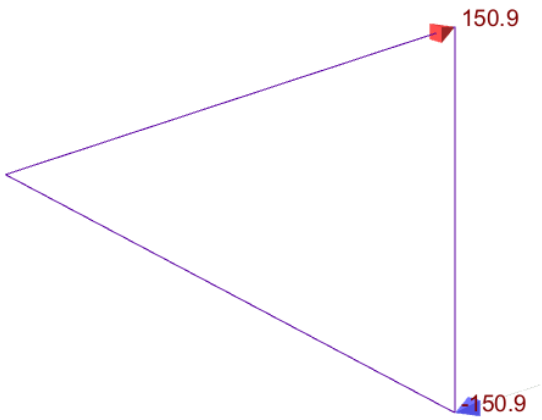


Figure 15.6: Momento agente

La connessione è soggetta ad uno sforzo di taglio e momento. Il taglio totale è pari alla somma delle due reazioni verticali.

Per cui si ha:

$$Ved = 176.1\ kN + 95\ kN = 271\ kN$$

Il momento agente è pari alla forza per il braccio:

$$Med = 150.9kN \cdot 1m = 150\ kN$$

Si effettua la ripartizione rigida delle sollecitazioni, considerando che sull'inghisaggio arrivano contemporaneamente sollecitazioni di sforzi taglianti e assiali:

Azione sui bulloni di parete		
V=	271.0	kN
d	0	m
Momento	150.9	kNm
B	160	mm
Mbulloni	20	mm
classe	8.8	
area bulloni	245	mm2
fyb	640	Mpa
fub	800	MPa

	mm	y^2	n. bull x fila	x	Abi+(yi-x)^2	J	N_max [kN]	Ned_sing. [kN]	T_sing [kN]
y1	50	2500	2	63.65	91242.51353	505754424.6	-2.0	-1.0	45.17
y2	500	250000	2		93298422.84		63.8	31.9	45.17
y3	950	902500	2		384955603.2		129.6	64.8	45.17

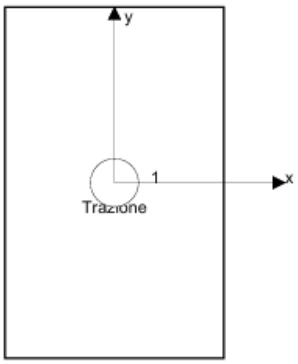
Si effettua la verifica sull'inghisaggio più sollecitato:

2 Condizione di carico/Carichi risultanti sull'ancorante

Carichi sull'ancorante [kN]
Trazione: (+ Trazione, - Compressione)

Ancorante	Trazione	Taglio	Taglio in dir. x	Taglio in dir. y
1	64,000	45,000	45,000	0,000

Max. concrete compressive strain: - [‰]
Max. concrete compressive stress: - [N/mm²]
Resulting tension force in (x/y)=(0,0/0,0): 64,000 [kN]
Resulting compression force in (x/y)=(-/-): 0,000 [kN]



Le forze di ancoraggio vengono calcolate presupponendo una piastra di ancoraggio rigida.

3 Carico di trazione (EN 1992-4, sezione 7.2.1)

	Carico [kN]	Resistenza [kN]	Utilizzo β_N [%]	Stato
Rottura dell'acciaio*	64,000	130,667	49	OK
Rottura combinata conica del calcestruzzo e per sfilamento**	64,000	137,066	47	OK
Rottura conica del calcestruzzo**	64,000	103,709	62	OK
Fessurazione**	N/A	N/A	N/A	N/A

*ancorante più sollecitato **gruppo di ancoranti (ancoranti sollecitati)

3.1 Rottura dell'acciaio

$$N_{Ed} \leq N_{Rd,s} = \frac{N_{Rk,s}}{\gamma_{Ms}}$$ EN 1992-4, Tabella 7.1

$N_{Rk,s}$ [kN]	γ_{Ms}	$N_{Rd,s}$ [kN]	N_{Ed} [kN]
196,000	1,500	130,667	64,000

3.2 Rottura combinata conica del calcestruzzo e per sfilamento

$$N_{Ed} \le N_{Rd,p} = \frac{N_{Rk,p}}{\gamma_{Mp}}$$ EN 1992-4, Tabella 7.1

$$N_{Rk,p} = N^{0}_{Rk,p} \cdot \frac{A_{p,N}}{A^{0}_{p,N}} \cdot \psi_{g,Np} \cdot \psi_{s,Np} \cdot \psi_{re,Np} \cdot \psi_{ec1,Np} \cdot \psi_{ec2,Np}$$ EN 1992-4, Eq. (7.13)

$$N^{0}_{Rk,p} = \psi_{sus} \cdot \tau_{Rk} \cdot \pi \cdot d \cdot h_{ef}$$ EN 1992-4, Eq. (7.14)

$$\psi_{sus} = 1$$ EN 1992-4, Eq. (7.14a)

$$s_{cr,Np} = 7{,}3 \cdot d \cdot \sqrt{\psi_{sus} \cdot \tau_{Rk}} \le 3 \cdot h_{ef}$$ EN 1992-4, Eq. (7.15)

$$\psi_{g,Np} = \psi^{0}_{g,Np} - \left(\frac{s}{s_{cr,Np}}\right)^{0,5} \cdot \left(\psi^{0}_{g,Np} - 1\right) \ge 1{,}00$$ EN 1992-4, Eq. (7.17)

$$\psi^{0}_{g,Np} = \sqrt{n} - (\sqrt{n} - 1) \cdot \left(\frac{\tau_{Rk}}{\tau_{Rk,c}}\right)^{1,5} \ge 1{,}00$$ EN 1992-4, Eq. (7.18)

$$\tau_{Rk,c} = \frac{k_3}{\pi \cdot d} \cdot \sqrt{h_{ef} \cdot f_{ck}}$$ EN 1992-4, Eq. (7.19)

$$\psi_{s,Np} = 0{,}7 + 0{,}3 \cdot \frac{c}{c_{cr,Np}} \le 1{,}00$$ EN 1992-4, Eq. (7.20)

$$\psi_{ec1,Np} = \frac{1}{1 + \left(\frac{2 \cdot e_{c1,N}}{s_{cr,Np}}\right)} \le 1{,}00$$ EN 1992-4, Eq. (7.21)

$$\psi_{ec2,Np} = \frac{1}{1 + \left(\frac{2 \cdot e_{c2,N}}{s_{cr,Np}}\right)} \le 1{,}00$$ EN 1992-4, Eq. (7.21)

$A_{p,N}$ [mm²]	$A^{0}_{p,N}$ [mm²]	$\tau_{Rk,ucr,20}$ [N/mm²]	$s_{cr,Np}$ [mm]	$c_{cr,Np}$ [mm]	c_{min} [mm]	$f_{c,cyl}$ [N/mm²]
341.056	341.056	16,00	584,0	292,0	∞	25,00

ψ_{c}	$\tau_{Rk,ucr}$ [N/mm²]	k_3	$\tau_{Rk,c}$ [N/mm²]	$\psi^{0}_{g,Np}$	$\psi_{g,Np}$
1,023	16,36	11,000	12,38	1,000	1,000

$e_{c1,N}$ [mm]	$\psi_{ec1,Np}$	$e_{c2,N}$ [mm]	$\psi_{ec2,Np}$	$\psi_{s,Np}$	$\psi_{re,Np}$
0,0	1,000	0,0	1,000	1,000	1,000

ψ^{0}_{sus}	α_{sus}	ψ_{sus}
0,880	0,000	1,000

$N^{0}_{Rk,p}$ [kN]	$N_{Rk,p}$ [kN]	γ_{Mp}	$N_{Rd,p}$ [kN]	N_{Ed} [kN]
205,599	205,599	1,500	137,066	64,000

ID gruppo ancoranti
1

3.3 Rottura conica del calcestruzzo

$N_{Ed} \le N_{Rd,c} = \frac{N_{Rk,c}}{\gamma_{Mc}}$ — EN 1992-4, Tabella 7.1

$N_{Rk,c} = N^0_{Rk,c} \cdot \frac{A_{c,N}}{A^0_{c,N}} \cdot \Psi_{s,N} \cdot \Psi_{re,N} \cdot \Psi_{ec1,N} \cdot \Psi_{ec2,N} \cdot \Psi_{M,N}$ — EN 1992-4, Eq. (7.1)

$N^0_{Rk,c} = k_1 \cdot \sqrt{f_{ck}} \cdot h_{ef}^{1,5}$ — EN 1992-4, Eq. (7.2)

$A^0_{c,N} = s_{cr,N} \cdot s_{cr,N}$ — EN 1992-4, Eq. (7.3)

$\Psi_{s,N} = 0,7 + 0,3 \cdot \frac{c}{c_{cr,N}} \le 1,00$ — EN 1992-4, Eq. (7.4)

$\Psi_{ec1,N} = \frac{1}{1 + \left(\frac{2 \cdot e_{N,1}}{s_{cr,N}}\right)} \le 1,00$ — EN 1992-4, Eq. (7.6)

$\Psi_{ec2,N} = \frac{1}{1 + \left(\frac{2 \cdot e_{N,2}}{s_{cr,N}}\right)} \le 1,00$ — EN 1992-4, Eq. (7.6)

$\Psi_{M,N} = 1$ — EN 1992-4, Eq. (7.7)

$A_{c,N}$ [mm²]	$A^0_{c,N}$ [mm²]	$c_{cr,N}$ [mm]	$s_{cr,N}$ [mm]	$f_{c,cyl}$ [N/mm²]
360.000	360.000	300,0	600,0	25,00

$e_{c1,N}$ [mm]	$\Psi_{ec1,N}$	$e_{c2,N}$ [mm]	$\Psi_{ec2,N}$	$\Psi_{s,N}$	$\Psi_{re,N}$	z [mm]
0,0	1,000	0,0	1,000	1,000	1,000	0,0

$\Psi_{M,N}$	k_1	$N^0_{Rk,c}$ [kN]	γ_{Mc}	$N_{Rd,c}$ [kN]	N_{Ed} [kN]
1,000	11,000	155,563	1,500	103,709	64,000

ID gruppo ancoranti
1

4 Carico di taglio (EN 1992-4, sezione 7.2.2)

	Carico [kN]	Resistenza [kN]	Utilizzo β_V [%]	Stato
Rottura dell'acciaio (senza braccio di leva)*	45,000	78,400	58	OK
Rottura dell'acciaio (con braccio di leva)*	N/A	N/A	N/A	N/A
Rottura per pryout**	45,000	207,418	22	OK
Rottura del bordo del calcestruzzo in direzione **	N/A	N/A	N/A	N/A

*ancorante più sollecitato **gruppo di ancoranti (ancoranti specifici)
When the input edge distance is set to "infinity", edge breakout verification is not performed in that direction

4.1 Rottura dell'acciaio (senza braccio di leva)

$V_{Ed} \le V_{Rd,s} = \frac{V_{Rk,s}}{\gamma_{Ms}}$ EN 1992-4, Tabella 7.2

$V_{Rk,s} = k_7 \cdot V^0_{Rk,s}$ EN 1992-4, Eq. (7.35)

$V^0_{Rk,s}$ [kN]	k_7	$V_{Rk,s}$ [kN]	γ_{Ms}	$V_{Rd,s}$ [kN]	V_{Ed} [kN]
98,000	1,000	98,000	1,250	78,400	45,000

4.2 Rottura per pryout (cono del calcestruzzo)

$V_{Ed} \le V_{Rd,cp} = \frac{V_{Rk,cp}}{\gamma_{Mc,p}}$ EN 1992-4, Tabella 7.2

$V_{Rk,cp} = k_8 \cdot \min\{N_{Rk,c}; N_{Rk,p}\}$ EN 1992-4, Eq. (7.39c)

$N_{Rk,c} = N^0_{Rk,c} \cdot \frac{A_{c,N}}{A^0_{c,N}} \cdot \psi_{s,N} \cdot \psi_{re,N} \cdot \psi_{ec1,N} \cdot \psi_{ec2,N} \cdot \psi_{M,N}$ EN 1992-4, Eq. (7.1)

$N^0_{Rk,c} = k_1 \cdot \sqrt{f_{ck}} \cdot h_{ef}^{1,5}$ EN 1992-4, Eq. (7.2)

$A^0_{c,N} = s_{cr,N} \cdot s_{cr,N}$ EN 1992-4, Eq. (7.3)

$\psi_{s,N} = 0,7 + 0,3 \cdot \frac{c}{c_{cr,N}} \le 1,00$ EN 1992-4, Eq. (7.4)

$\psi_{ec1,N} = \frac{1}{1 + \left(\frac{2 \cdot e_{V,1}}{s_{cr,N}}\right)} \le 1,00$ EN 1992-4, Eq. (7.6)

$\psi_{ec2,N} = \frac{1}{1 + \left(\frac{2 \cdot e_{V,2}}{s_{cr,N}}\right)} \le 1,00$ EN 1992-4, Eq. (7.6)

$\psi_{M,N} = 1$ EN 1992-4, Eq. (7.7)

$A_{c,N}$ [mm²]	$A^0_{c,N}$ [mm²]	$c_{cr,N}$ [mm]	$s_{cr,N}$ [mm]	k_8	$f_{c,cyl}$ [N/mm²]
360.000	360.000	300,0	600,0	2,000	25,00

$e_{c1,V}$ [mm]	$\psi_{ec1,N}$	$e_{c2,V}$ [mm]	$\psi_{ec2,N}$	$\psi_{s,N}$	$\psi_{re,N}$	$\psi_{M,N}$
0,0	1,000	0,0	1,000	1,000	1,000	1,000

k_1	$N^0_{Rk,c}$ [kN]	$\gamma_{Mc,p}$	$V_{Rd,cp}$ [kN]	V_{Ed} [kN]
11,000	155,563	1,500	207,418	45,000

ID gruppo ancoranti
1

5 Carichi combinati di trazione e di taglio (EN 1992-4, sezione 7.2.3)

Rottura dell'acciaio

β_N	β_V	α	Utilizzo $\beta_{N,V}$ [%]	Stato
0,490	0,574	2,000	57	OK

$\beta_N^\alpha + \beta_V^\alpha \leq 1{,}0$

Rottura del calcestruzzo

β_N	β_V	α	Utilizzo $\beta_{N,V}$ [%]	Stato
0,617	0,217	1,500	59	OK

$\beta_N^\alpha + \beta_V^\alpha \leq 1{,}0$

16 VERIFICA APPOGGI E GIUNTI

16.1 *REAZIONI APPOGGI*

Il sistema di appoggi è costituito da isolatori elastomerici in corrispondenza delle travi di bordo e appoggi multi direzionali sulle travi centrali.
Si riportano le massime azioni sugli appoggi per le combinazioni statiche SLU, sismiche a SLC Upper Bound e in esercizio per la sostituzione degli appoggi.

		Reazioni SLU			
		N_{Ed} [kN]	V_{trav} [kN]	V_{long} [kN]	V_{x-y} [kN]
SP1	Trave 1	-1145.2	101.9	67.7	109.8
	Trave 2	-1021.7	0.0	0.0	0.0
	Trave 3	-981.9	0.0	0.0	0.0
	Trave 4	-877.1	92.8	64.2	92.8
P1	Trave 1	-1704.1	111.0	54.5	111.5
	Trave 2	-1919.2	0.0	0.0	0.0
	Trave 3	-1664.5	0.0	0.0	0.0
	Trave 4	-2760.0	102.7	54.8	103.3
P2	Trave 1	-1128.8	115.6	60.8	117.1
	Trave 2	-1807.3	0.0	0.0	0.0
	Trave 3	-1685.4	0.0	0.0	0.0
	Trave 4	-2666.1	105.2	60.9	105.2
SP2	Trave 1	-918.5	93.9	69.2	102.9
	Trave 2	-807.4	0.0	0.0	0.0
	Trave 3	-831.8	0.0	0.0	0.0
	Trave 4	-818.1	88.8	64.4	89.1

		Reazioni SLV UB			
		N_{Ed} [kN]	V_{trav} [kN]	V_{long} [kN]	V_{x-y} [kN]
SP1	Trave 1	-441.5	240.4	268.0	284.9
	Trave 2	-331.8	0.0	0.0	0.0
	Trave 3	-308.0	0.0	0.0	0.0
	Trave 4	-334.5	232.3	262.4	279.9
P1	Trave 1	-796.7	286.6	292.4	305.9
	Trave 2	-819.2	0.0	0.0	0.0
	Trave 3	-743.4	0.0	0.0	0.0
	Trave 4	-1111.5	278.8	293.0	304.5
P2	Trave 1	-613.1	290.3	250.5	307.4
	Trave 2	-765.9	0.0	0.0	0.0
	Trave 3	-676.7	0.0	0.0	0.0
	Trave 4	-1082.2	281.1	250.7	298.6
SP2	Trave 1	-317.9	234.6	186.3	249.7
	Trave 2	-222.1	0.0	0.0	0.0
	Trave 3	-217.6	0.0	0.0	0.0
	Trave 4	-269.2	229.2	189.2	244.2

		Reazioni Sollevamento (Frequente)			
		N_{Ed} [kN]	V_{trav} [kN]	V_{long} [kN]	V_{x-y} [kN]
SP1	Trave 1	-615.2	4.6	1.9	4.9
	Trave 2	-553.9	0.0	0.0	0.0
	Trave 3	-525.9	0.0	0.0	0.0
	Trave 4	-443.8	2.3	0.7	2.3
P1	Trave 1	-925.8	4.0	1.1	4.0
	Trave 2	-1184.5	0.0	0.0	0.0
	Trave 3	-996.6	0.0	0.0	0.0
	Trave 4	-1743.7	2.4	1.4	2.4
P2	Trave 1	-528.3	2.5	0.9	2.6
	Trave 2	-1139.8	0.0	0.0	0.0
	Trave 3	-1008.2	0.0	0.0	0.0
	Trave 4	-1724.7	3.3	1.0	3.3
SP2	Trave 1	-473.3	1.8	1.5	2.3
	Trave 2	-403.5	0.0	0.0	0.0
	Trave 3	-413.6	0.0	0.0	0.0
	Trave 4	-387.0	1.5	0.6	1.5

16.2 *SPOSTAMENTO APPOGGI*

I valori dei massimi spostamenti degli appoggi sono ottenuti in combinazione sismica SLC Lower Bound, si riportano nel seguito gli spostamenti massimi attesi su ciascun appoggio.

		Spostamenti SLC LB							
		N_{Ed} [kN]	V_{trav} [kN]	V_{long} [kN]	V_{x-y} [kN]	k_h [kN/m]	δ_{long} [mm]	δ_{trasv} [mm]	δ_{tot} [mm]
Spalla 1	Trave 1	-481.5	228.0	228.0	276.6	1760	130	130	157
	Trave 2	-356.9	0.0	0.0	0.0	1760	0	0	0
	Trave 3	-328.5	0.0	0.0	0.0	1760	0	0	0
	Trave 4	-340.6	221.0	221.0	272.0	1760	126	126	155
Pila 1	Trave 1	-855.7	276.6	283.6	298.6	2180	130	127	137
	Trave 2	-820.3	0.0	0.0	0.0	2180	0	0	0
	Trave 3	-777.5	0.0	0.0	0.0	2180	0	0	0
	Trave 4	-937.6	268.6	283.9	297.3	2180	130	123	136
Pila 2	Trave 1	-629.4	279.1	243.3	295.7	2180	112	128	136
	Trave 2	-695.8	0.0	0.0	0.0	2180	0	0	0
	Trave 3	-682.3	0.0	0.0	0.0	2180	0	0	0
	Trave 4	-843.3	269.9	243.5	287.0	2180	112	124	132
Spalla 2	Trave 1	-354.4	223.5	223.5	239.3	1760	127	127	136
	Trave 2	-242.9	0.0	0.0	0.0	1760	0	0	0
	Trave 3	-234.6	0.0	0.0	0.0	1760	0	0	0
	Trave 4	-278.2	218.8	218.8	234.1	1760	124	124	133

16.3 *GIUNTI*

In corrispondenza dei varchi su spalla sono previsti giunti di dilatazione aventi escursione massima pari a ± 200 mm sia in longitudinale che trasversale.

17 VERIFICA PULVINI

I pulvini presentano una sezione monolitica in calcestruzzo armato, disposti in corrispondenza delle pile del ponte ad arco. Tali elementi si sviluppano a sbalzo alle estremità per circa 1,50 m rispetto alla dimensione trasversale del ponte esistente.
Di seguito sono riportate le caratteristiche geometriche dei pulvini.

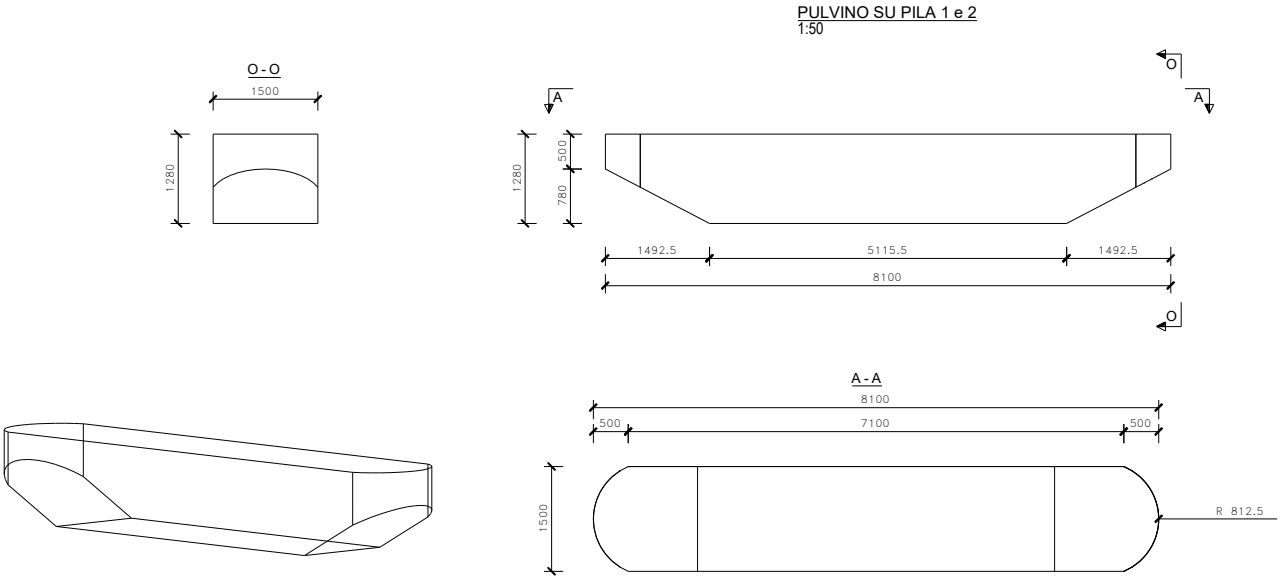


Figure 17.1 Carpenteria pulvini

Il dimensionamento della mensola esterna è condotto considerando un modello S&T come di seguito riportato:

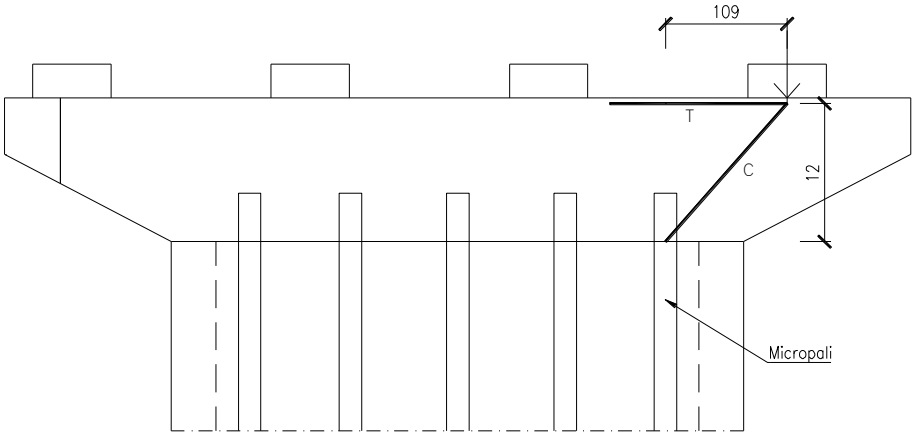


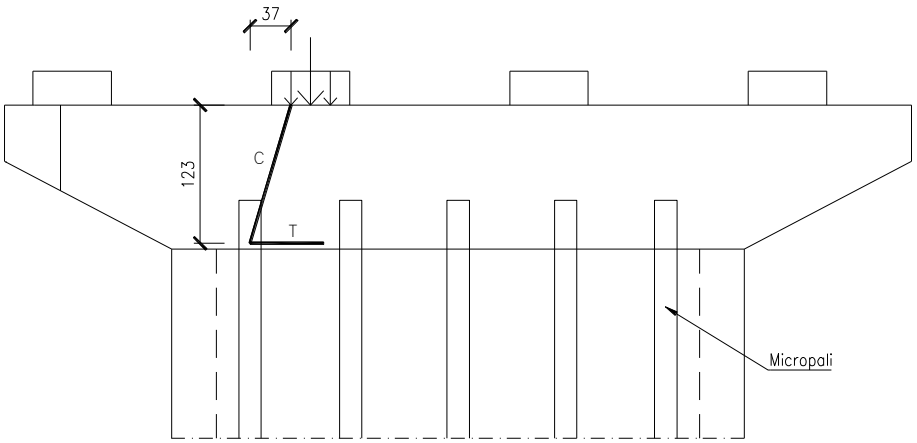
Figure 17.2 Schema di calcolo pulvini

Considerando la massima reazione verticale dell'impalcato sulla trave di bordo N_{Ed} = 2760 kN e il peso proprio del blocco ci calcestruzzo Npp = 1.35x1.32x25 =44.55 kN, l'armatura necessaria per riprendere il tirante orizzontale risulta pari a:

$$A_{s,nec} = \frac{N_{Ed} tan\theta}{f_{yd}} = \frac{2805 \frac{1.09}{1.23}}{39.13} = 65.1\ cm^2$$

Considerando 2 file Ø26/20 si ottiene As,disp = 5.31/0.2x1.5x2 = 79.65 cm², la verifica si ritiene soddisfatta.

Per quanto concerne l'armatura ad intradosso pulvino si considera il seguente meccanismo S&T:



Considerando la massima reazione verticale dell'impalcato sulla trave interna N_{Ed} /2= 1919.2/2 = 959.6 kN, l'armatura necessaria per riprendere il tirante orizzontale risulta pari a:

$$A_{s,nec} = \frac{N_{Ed} tan\theta}{f_{yd}} = \frac{959.6 \ \frac{0.37}{1.23}}{39.13} = 7.38 \ cm^2$$

Considerando Ø24/20 si ottiene As,disp = 4.52/0.2x1.5= 33.9 cm^2, la verifica si ritiene soddisfatta.

18 VERIFICA DEL SISTEMA FONDAZIONALE

18.1 *MODELLO GEOLOGICO-GEOTECNICO*

Il modello geologico di seguito proposto deriva dall'analisi bibliografica eseguita e dall'interpretazione delle indagini geognostiche relative alla campagna di indagine del 2012.
Sono state distinte 3 unità geologiche, rappresentate nella sezione geologica di riferimento (Figura 18.3) e di seguito descritte:

1. **UNITÀ 1 – RIPORTO ANTROPICO (Attuale)**
   Terreno di riporto posto dietro alle spalle del ponte, costituente il rilevato stradale, caratterizzato da materiale eterogeneo comprendente ghiaia sabbiosa, limo sabbioso e clasti di dimensioni pluricentimetriche, da arrotondati a spigolosi.
   Lo spessore del riporto in corrispondenza dei due punti di sondaggio è di circa 4.00 m. Su questa unità non sono state realizzate indagini per la caratterizzazione geotecnica.
2. **UNITÀ 2 – DEPOSITI ALLUVIONALI DEL FIUME ATERNO (Olocene).**
   Depositi alluvionali costituiti da ghiaie eterometriche con sabbia e limo alternate a strati di sabbie limose con percentuale variabile di ghiaia. I clasti di ghiaia sono perlopiù calcarei, tondeggianti ed eterometrici.
   Tali depositi sono stati riscontrati in entrambi i sondaggi eseguiti, sebbene con spessori variabili: su S1 (spalla sud) sono presenti da 3.9 m dal piano stradale fino a 12.5 m, mentre su S2 da 4.0 a 6.5 m (spalla nord). Come riportato nella Relazione Sismica, questo strato viene considerato suscettibile di liquefazione.
   La prova SPT1, effettuata nel sondaggio S1, è risultata a rifiuto probabilmente a causa della presenza di un clasto di dimensioni rilevanti; per tale motivo, non viene considerata rappresentativa per il calcolo dei parametri geotecnici di questa unità.
   Nella tabella seguente si riportano i parametri geotecnici riportati in bibliografia per questa unità (*Gruppo di Lavoro MS–AQ (2010) Microzonazione sismica per la ricostruzione dell'area aquilana. Regione Abruzzo – Dipartimento della Protezione Civile, L'Aquila, 3 vol. e Cd-rom*).

TABELLA 1.1	DEPOSITI ALLUVIONALI DEL FIUME ATERNO E DEL TORRENTE RAIO
Granulometria	Terreni che vanno dalle ghiaie alle argille
Contenuto d'acqua al naturale (w_n)	25 ÷ 40 %
Coefficente di Permeabilità (K)	$1 \cdot 10^{-6} \div 1 \cdot 10^{-8}$
Peso dell'unità di vol. del terreno secco (γ_d)	1.35 ÷ 1.75 g/cm³
Peso dell'unità di vol. del terreno saturo (γ_{sat})	1.80 ÷ 2.10 g/cm³
Peso dell'unità di vol. dei grani (γ_s)	2.50 ÷ 2.70 g/cm³
Peso dell'unità di vol. al naturale (γ_n)	18 ÷ 21 kN/m³
Grado di saturazione (S_r)	90 ÷ 100 %
Indice dei vuoti (e)	0.5 ÷ 0.8
Porosità	35 ÷ 45 %
Numero di colpi ricavati dalle prove SPT (N_{SPT}) (strati incoerenti a granulometria sabbiosa)	7 ÷ 10 (da molto sciolto a sciolto)
Resistenza al taglio non drenata (C_u)	20 ÷ 30 KPa
Angolo di Resistenza al taglio (ϕ)	23° ÷ 25°
Coesione drenata (c')	0 ÷ 10 Kpa

Figura 18.1 – Caratteristiche geotecniche dei depositi alluvionali del Fiume Aterno da dati di letteratura (Gruppo di Lavoro MS–AQ (2010) Microzonazione sismica per la ricostruzione dell'area aquilana. Regione Abruzzo)

3. UNITÀ 3 – DEPOSITI LACUSTRI ANTICHI (Pleistocene Inf.).

Si tratta di limi argilloso-sabbiosi sovraconsolidati e grigiastri, sottilmente stratificati, con diffusi livelli sabbiosi.

Sono presenti in S1 (spalla sud) da 12.5 m dal piano stradale fino a fondo foro (30 m) e su S2 (spalla nord) oltre i 6.5 m. All'interno di questo orizzonte sono state eseguite prove SPT e prove geotecniche di laboratorio sui campioni prelevati. Dai risultati delle prove possono essere assunti i seguenti parametri geotecnici:

Unità geotecnica	Litologia	m da piano strada	NSPT [-]	ϕ [°]	c' [kPa]	Cu [kPa]	γ_{nat} [kN/m^3]	γ_{sat} [kN/m^3]	M [kPa]
3	Limi sabbiosi argillosi	Variabile da 6 a 12 m	43-100	27-29	4-6	116	19.4-20	20.0-20.6	4800-6183

Tabella 18.1 - Parametri geotecnici da prove di laboratorio

TABELLA 1.6	DEPOSITI LACUSTRI ANTICHI
Granulometria	Terreni che vanno dalle argille limose debolmente sabbiose alle sabbie limose debolmente argillose.
% frazione argillosa	15 ÷ 65 %
% frazione sabbiosa	sempre presente (in alcuni casi fino al 50%)
Composizione media (nomenclatura secondo le raccomandazioni AGI)	Argilla con limo e sabbia
Classifica USCS	CL e CH
Indice di Plasticità (I_p)	10 ÷ 35 %
Limite di Liquidità (LL)	30 ÷ 80 %
Indice di Consistenza (I_c)	sempre > 0.75 (consistenza solido-plastica poco variabile con la profondità)
Peso dell'unità di vol. al naturale (χ_n)	19 KN/m^3
Contenuto d'acqua al naturale (w_n)	15 ÷ 35 %
Coefficiente di Permeabilità (K)	$1 \cdot 10^{-7} \div 1 \cdot 10^{-8}$
Grado di Sovraconsolidazione (OCR)	4 ÷ 12 (fortemente sovraconsolidati)
Indice di spinta orizzontale (K_o)	6 ÷ 8 (fortemente sovraconsolidati)
Resistenza al taglio non drenata (C_u)	220 ÷ 230 KPa (valori questi più elevati rispetto a quelli trovati per gli stessi sedimenti in affioramento (50 ÷140 Kpa) variabili da punto a punto senza nessuna relazione con la profondità)
Angolo di Resistenza al taglio (ϕ')	24° ÷ 34°
Coesione drenata (c')	10 ÷ 40 KPa
Velocità sismiche	1.75 e 1.8 Km/sec

Figura 18.2 – Caratteristiche geotecniche dei depositi lacustri antichi da dati di letteratura (Gruppo di Lavoro MS–AQ (2010) Microzonazione sismica per la ricostruzione dell'area aquilana. Regione Abruzzo)

Di seguito si riporta un estratto della sezione geologica di riferimento:

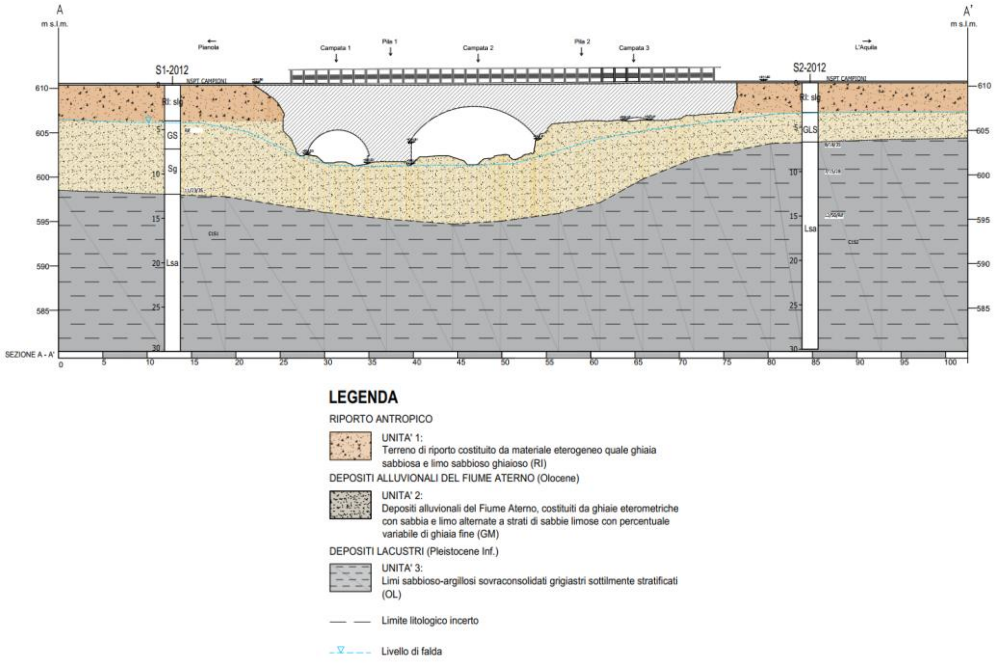


Figura 18.3 –Sezione geolitologica interpretativa da profilo longitudinale del Ponte Rasarolo

Il modello geotecnico può essere così sintetizzato:

Unità	Litologia	NSPT	c'	ϕ'	cu	τlim	γ_{nat}	γ_{sat}
		[-]	[kPa]	[°]	[kPa]	[kPa]	[kN/m^3]	[kN/m^3]
0	Riporto: materiale di natura ghiaiosa sabbiosa limosa	-	-	30	-	-	19	19
1	Depositi alluvionali (ghiaie sabbiose – limose)	R	-	32	-	100	19.5	19.5
2	Limi sabbiosi - argillosi	43	-	-	115	150	20	20

Tabella 18.2 – modello geologico e geotecnico per l'area in esame

c' coesione efficace

ϕ' angolo di resistenza al taglio efficace

c_u coesione in condizioni non drenate

τ_{lim} tensione limite per la verifica dei micropali (teoria di Bustamante-Doix)

γ_{nat} peso di volume del terreno naturale

γ_{sat} peso di volume del terreno saturo

Il valore della resistenza limite unitaria per attrito laterale τ_lim è stato determinato mediante gli abachi di Bustamante.

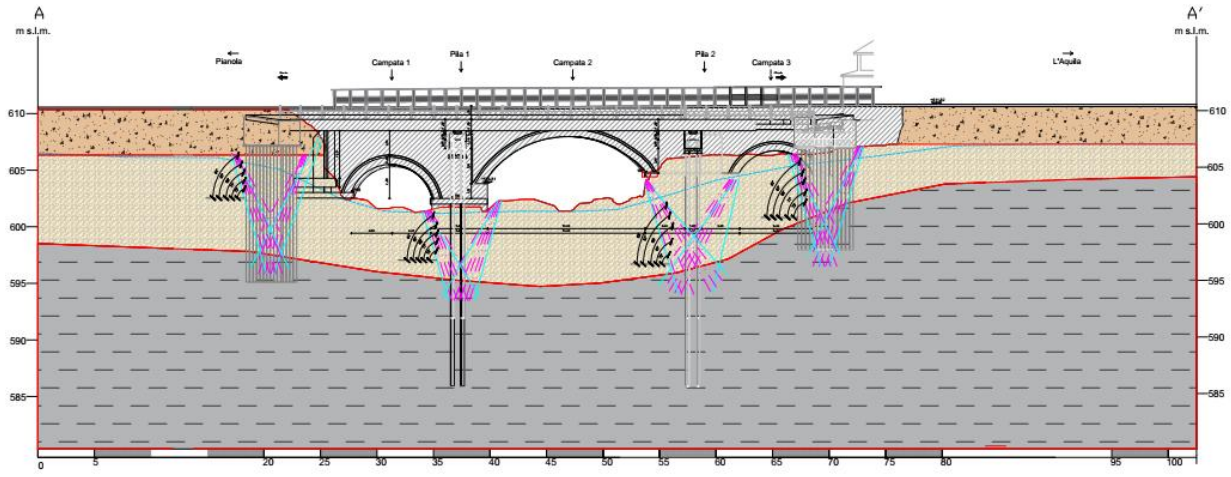
Per lo Strato 2, il valore è stato ricavato a partire dalla resistenza penetrometrica N_SPT disponibile per tale strato. Poiché il valore risultante dagli abachi risultava elevato, si è scelto un approccio cautelativo, adottando un valore di τ_lim = 150 kPa.

Per lo Strato 1, in assenza di dati penetrometrici diretti, si è proceduto in modo analogo privilegiando la cautela. Tenuto conto della natura granulare grossolana del terreno (ghiaia), si è ritenuto congruo adottare un valore di τ_lim = 100 kPa.

18.2 *INTERVENTI DI CONSOLIDAZIONE*

18.2.1 *DESCRIZIONE INTERVENTO*

A seguito della valutazione del rischio di liquefazione, si prevede l'esecuzione di un intervento di miglioramento geotecnico mediante iniezioni cementizie a bassa pressione nel terreno di sottofondazione delle pile del ponte. L'intervento si configura come misura di consolidamento attiva del terreno di fondazione, finalizzata all'incremento della rigidezza e della resistenza meccanica del deposito alluvionale e alla riduzione del potenziale di liquefazione in condizioni sismiche.



18.2.2 *TECNOLOGIA DI INTERVENTO*

Le iniezioni cementizie a bassa pressione (compaction grouting) consistono nell'introduzione controllata di miscela cementizia all'interno della matrice granulare del terreno attraverso tubi valvolati, senza disgregare la struttura del deposito. La miscela penetra nei vuoti intergranulari per permeazione, cementando i contatti tra i clasti e incrementando progressivamente la rigidezza e la coesione del terreno trattato.
Il deposito alluvionale presente in sito è costituito da ghiaie eterometriche con sabbia e limo, alternate a strati di sabbie limose con percentuale variabile di ghiaia. Negli strati a granulometria più grossolana (ghiaie e sabbie con ghiaia) la tecnica garantisce una buona iniettabilità e un efficace consolidamento della matrice granulare. Negli strati a granulometria più fine (sabbie limose), l'iniettabilità potrà risultare variabile in funzione della percentuale di fini presente; tale aspetto sarà valutato in fase esecutiva, eventualmente mediante prove di preliminari.
Le perforazioni saranno eseguite con andamento inclinato rispetto alla verticale, in modo da raggiungere il terreno direttamente al di sotto del piano di fondazione delle spalle e delle pile, senza interferire con la struttura portante esistente. Questo schema consente di trattare in modo diffuso il volume di terreno sottostante le fondazioni, che risulterebbe altrimenti inaccessibile con perforazioni verticali.
L'intervento produce i seguenti effetti sul terreno trattato:

- incremento della rigidezza e della resistenza meccanica della matrice granulare per effetto della cementazione intergranulare;
- riduzione dell'indice dei vuoti del deposito, con conseguente diminuzione della compressibilità e miglioramento del comportamento in condizioni dinamiche;
- riduzione del potenziale di liquefazione negli strati trattati, attraverso l'aumento della coesione apparente e della rigidezza del deposito, che limita lo sviluppo di sovrappressioni interstiziali in condizioni sismiche.

Si precisa che l'efficacia dell'intervento in termini di riduzione del rischio di liquefazione è strettamente dipendente dal grado di iniettabilità del terreno e dall'effettiva penetrazione della miscela nei vuoti intergranulari. La quantificazione del miglioramento atteso sarà pertanto effettuata in fase esecutiva, previa acquisizione di ulteriori dati di indagine geotecnica e, ove necessario, esecuzione di prove di iniezione preliminari.

18.2.3 *FATTIBILITÀ DELL'INTERVENTO*

L'intervento è stato valutato come tecnicamente fattibile anche in condizioni di lavoro in alveo e alle profondità richieste, fino a -5,0 m dal piano di fondazione, a condizione che il corso d'acqua non assuma regime torrentizio durante le lavorazioni. La tecnica delle iniezioni cementizie a bassa pressione è eseguibile in presenza di falda e non richiede il prosciugamento dell'area di intervento.
In fase esecutiva sarà necessario definire, in contraddittorio con il direttore dei lavori e le autorità competenti, le opere accessorie propedeutiche alle lavorazioni, tra cui a titolo esemplificativo:

- il posizionamento delle attrezzature di perforazione e delle relative piattaforme di lavoro attorno alle pile;
- le misure di protezione idraulica temporanea;
- le modalità di gestione degli eventuali ritorni di miscela in superficie;
- le modalità operative per garantire la sicurezza in alveo.

18.2.4 *SCHEMA DELLE INIEZIONI E STIMA DEI QUANTITATIVI*

Le iniezioni saranno eseguite attraverso tubi valvolati posizionati secondo uno schema a punti multipli, con perforazioni inclinate tali da coprire in modo uniforme il volume di terreno da trattare al di sotto di ciascuna spalla/pila. L'inclinazione, il numero e la posizione dei tubi saranno definiti in fase progettuale esecutiva sulla base dei risultati delle indagini integrative e della geometria delle fondazioni.
A titolo indicativo, i parametri esecutivi attesi sono i seguenti:

- profondità di trattamento: fino a -5,0 m dal piano di fondazione;
- pressione di iniezione: bassa pressione, compatibile con la struttura di fondazione esistente e con le caratteristiche del terreno, da definire in fase esecutiva;
- miscela: boiacca cementizia, con rapporto acqua/cemento da ottimizzare in funzione della iniettabilità del terreno;
- consumo di miscela: da definire in fase esecutiva sulla base dello schema definitivo e delle prove di assorbimento preliminari.

Ai fini della quantificazione economica, l'intervento potrà essere valorizzato mediante la formulazione di una voce di nuovo prezzo specifica, o con riferimento a voci di prezzari riconosciuti a livello nazionale o regionale.

18.2.5 *CONCLUSIONI*

L'intervento di iniezione cementizia a bassa pressione nel terreno di sottofondazione costituisce una soluzione consolidata per il consolidamento di depositi alluvionali ghiaiosi e per la riduzione del potenziale di liquefazione in condizioni sismiche. L'adozione di perforazioni inclinate consente di raggiungere e trattare il terreno direttamente al di sotto delle fondazioni esistenti, senza interferire con la struttura portante del ponte.
L'efficacia dell'intervento, in termini di incremento delle caratteristiche meccaniche del terreno e di riduzione del rischio di liquefazione, è subordinata al grado di iniettabilità del deposito e sarà quantificata in fase esecutiva, previa acquisizione di ulteriori dati di indagine geotecnica. In tale sede saranno altresì definiti la geometria definitiva dello schema di iniezione, i parametri di miscela e le pressioni di esercizio.

18.3 *VERIFICHE MICROPALI*

18.3.1 *GEOMETRIA*

Nelle figure seguenti è riportata la disposizione in pianta dei micropali relativi alle due spalle e ai due pulvini. Si prevede l'impiego di micropali aventi diametro nominale pari a 30 cm, realizzati con boiacca cementizia di classe C25/30 e armati mediante tubolare in acciaio S355 di diametro esterno 193,7 mm e spessore 8 mm.

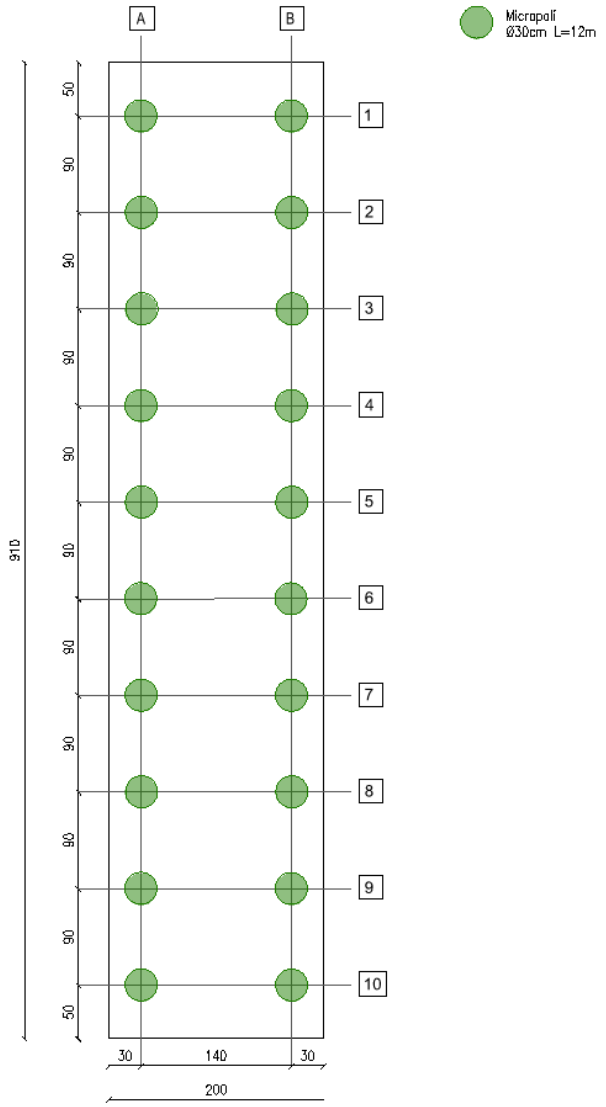


Figure 18.1: disposizione micropali SP1

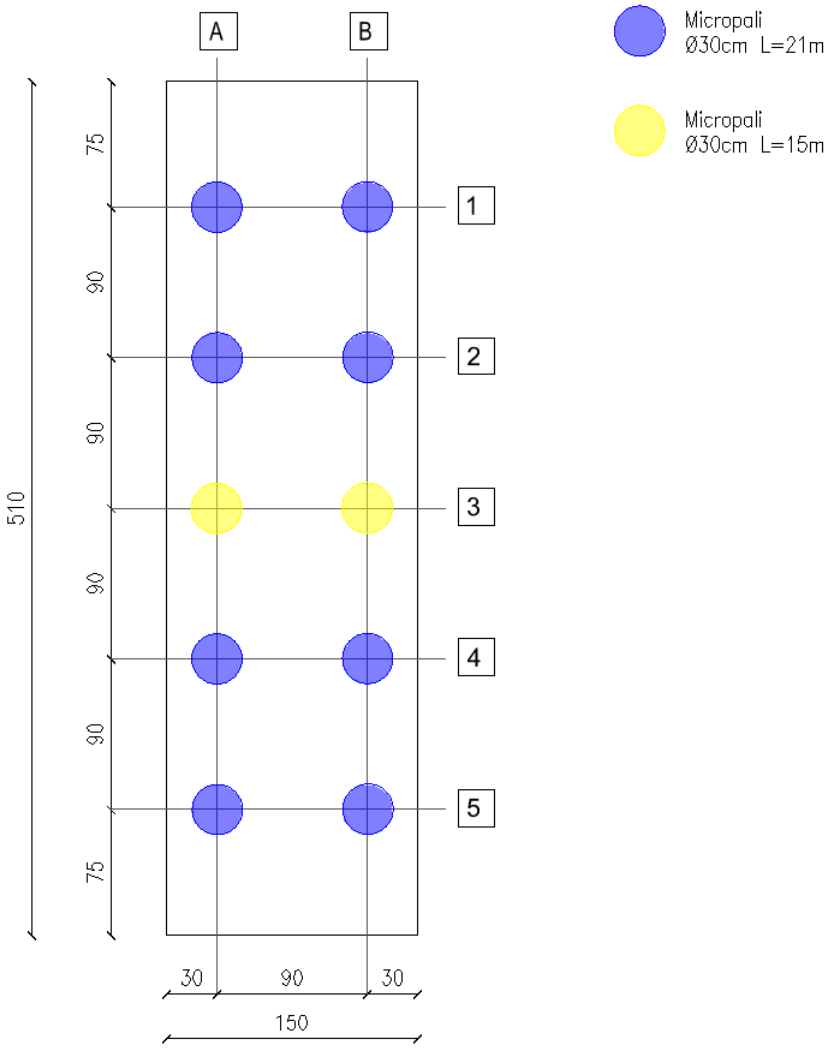


Figure 18.2: disposizione micropali P1-P2

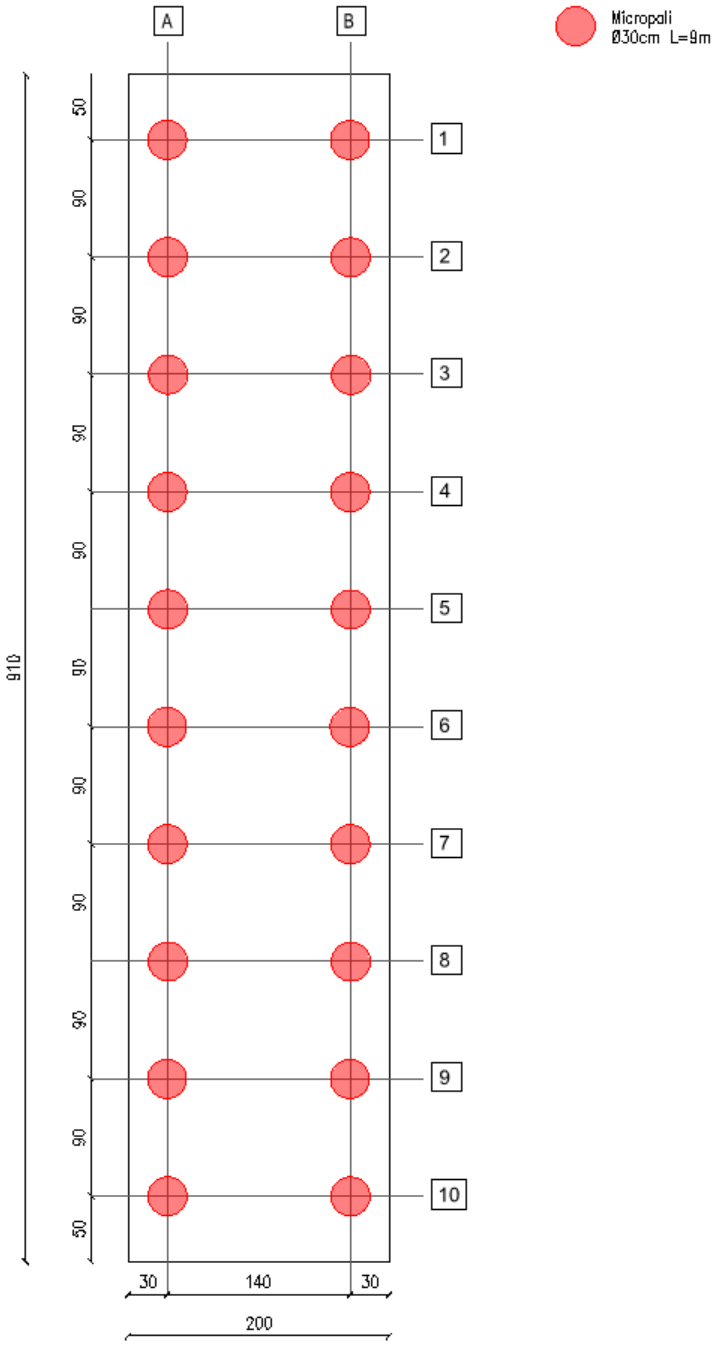
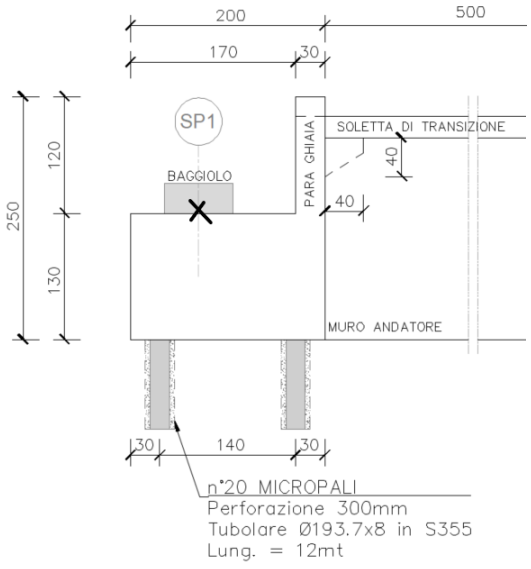
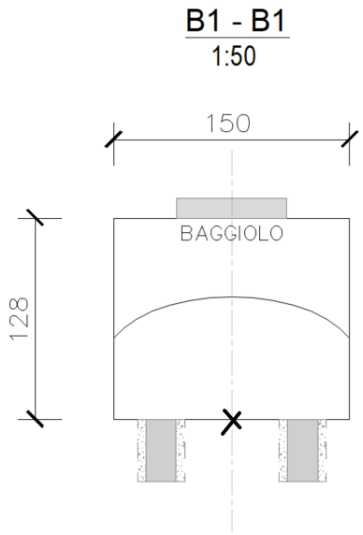


Figure 18.3: disposizione micropali SP2

18.3.2 *SCARICHI IMPALCATO*

Nel presente paragrafo si riporta un estratto degli scarichi dell'impalcato, già combinati per le combinazioni agli stati limite ultimi. Il punto di applicazione dello scarico dell'impalcato è in estradosso della zattera di fondazione per la spalla (in corrispondenza del punto di appoggio dell'impalcato) mentre per la pila è in corrispondenza dell'intradosso del pulvino.





- Spalla 1

		Axial (kN)	Shear-y (kN)	Shear-z (kN	Torsion (kN·m)	Moment-y (kN·m)	Moment-z (
INV_SLU(max)	Axial	-1074,91	39,63	-11,91	9,92	-697,91	3,96
INV_SLU(max)	Shear-y	-1919,04	182,68	-44,31	69,66	-2115,78	18,25
INV_SLU(max)	Shear-z	-1313,18	-145,61	11,47	3,37	-845,89	-14,57
INV_SLU(max)	Torsion	-1904,46	182,47	-43,98	70,37	-2198,41	18,23
INV_SLU(max)	Moment-y	-2250,09	-8,15	-0,57	-2,17	2230,03	-0,79
INV_SLU(max)	Moment-z	-1888,1	182,48	-46,44	50,2	84,69	18,25
INV_SLU(min)	Axial	-2993,3	-7,19	0,26	12,17	-3526,73	-0,75
INV_SLU(min)	Shear-y	-1177,63	-187,4	-66,25	-41,65	-565,75	-18,75
INV_SLU(min)	Shear-z	-1410,22	-6,27	-186,82	-29,39	-677,26	-0,63
INV_SLU(min)	Torsion	-1601,51	-184,27	-68,39	-49,64	354,16	-18,42
INV_SLU(min)	Moment-y	-2655,66	43,04	-9,08	24,64	-3906,72	4,27
INV_SLU(min)	Moment-z	-1181,96	-187,4	-66,26	-41,65	-577,89	-18,75
INV_SLV(max)	Axial	-556,15	155,96	189,9	47,36	428,24	15,59
INV_SLV(max)	Shear-y	-930,09	504,34	256,16	82,29	78,18	50,43
INV_SLV(max)	Shear-z	-734,82	270,58	520,17	85,99	375,71	27,06
INV_SLV(max)	Torsion	-736,22	312,19	512,78	95,1	374,47	31,22
INV_SLV(max)	Moment-y	-768,92	174,95	182,9	46,47	475,97	17,49
INV_SLV(max)	Moment-z	-930,09	504,34	256,16	82,29	78,18	50,43
INV_SLV(min)	Axial	-1336,96	-138,12	-193,78	-36,23	-1267,65	-13,81
INV_SLV(min)	Shear-y	-963,02	-486,51	-260,04	-71,16	-917,59	-48,65
INV_SLV(min)	Shear-z	-1158,29	-252,75	-524,05	-74,86	-1215,13	-25,28
INV_SLV(min)	Torsion	-1156,89	-294,35	-516,66	-83,97	-1213,88	-29,44
INV_SLV(min)	Moment-y	-1124,19	-157,11	-186,79	-35,34	-1315,38	-15,71
INV_SLV(min)	Moment-z	-963,02	-486,51	-260,04	-71,16	-917,59	-48,65

- Pila 1

Load	Component	Axial (kN)	Shear-y (kN)	Shear-z (kN)	orsion (kN·r	Moment-y (kN·m)	Moment-z (kN·m)
INV_SLU(max)	Axial	-4151,65	-8,88	-58,05	-9,96	413,03	-11,54
INV_SLU(max)	Shear-y	-5249,76	211,27	-42,44	22,45	2852,66	274,65
INV_SLU(max)	Shear-z	-6016,18	-0,16	8,46	-18,13	4404,16	-0,21
INV_SLU(max)	Torsion	-5351,50	208,34	-46,49	36,35	300,2	270,84
INV_SLU(max)	Moment-y	-6597,87	18,39	-5,32	-12,87	6373,25	23,9
INV_SLU(max)	Moment-z	-5249,76	211,27	-42,44	22,45	2852,65	274,65
INV_SLU(min)	Axial	-6874,76	17,56	-8,26	-7,23	-1066,58	22,83
INV_SLU(min)	Shear-y	-5208,51	-200,97	-90,93	-54,03	-257,87	-261,27
INV_SLU(min)	Shear-z	-5289,8	18,5	-174,71	-48,03	-579,07	24,05
INV_SLU(min)	Torsion	-5297,54	-195,54	-86,98	-57,4	2704,19	-254,2
INV_SLU(min)	Moment-y	-5891,18	-5,94	1,98	-8,17	-2391,04	-7,73
INV_SLU(min)	Moment-z	-5208,51	-200,97	-90,93	-54,03	-257,87	-261,27
INV_SLV(max)	Axial	-2559,38	190,74	177,86	31,73	1464,74	247,96
INV_SLV(max)	Shear-y	-2900,09	564,03	202,42	61,75	959,65	733,24
INV_SLV(max)	Shear-z	-3121,73	176,53	582,63	73,54	2699,19	229,49
INV_SLV(max)	Torsion	-3121,73	176,53	582,63	73,54	2699,19	229,49
INV_SLV(max)	Moment-y	-3121,73	176,53	582,63	73,54	2699,19	229,49
INV_SLV(max)	Moment-z	-2900,09	564,03	202,42	61,75	959,65	733,24
INV_SLV(min)	Axial	-3789,94	-182	-180,83	-37,97	3,66	-236,6
INV_SLV(min)	Shear-y	-3449,22	-555,29	-205,38	-67,99	508,75	-721,88
INV_SLV(min)	Shear-z	-3227,59	-167,8	-585,6	-79,78	-1230,8	-218,13
INV_SLV(min)	Torsion	-3227,59	-167,8	-585,6	-79,78	-1230,8	-218,13
INV_SLV(min)	Moment-y	-3227,59	-167,8	-585,6	-79,78	-1230,8	-218,13
INV_SLV(min)	Moment-z	-3449,22	-555,29	-205,38	-67,99	508,75	-721,88

- Pila 2

Load	Component	Axial (kN)	Shear-y (kN)	Shear-z (kN)	orsion (kN·r	Moment-y (kN·m)	Moment-z (kN·m)
INV_SLU(max)	Axial	-3556,74	8,73	-54,15	1,03	1265,01	11,35
INV_SLU(max)	Shear-y	-4593,15	196,34	-103,25	11,03	1455,35	255,24
INV_SLU(max)	Shear-z	-4715,06	-144,61	26,16	-3,51	4612,25	-187,99
INV_SLU(max)	Torsion	-4922,78	-44,77	-179,52	67,13	4743,24	-58,2
INV_SLU(max)	Moment-y	-6046,25	-26,55	-5,54	17,85	8812,92	-34,51
INV_SLU(max)	Moment-z	-4593,15	196,34	-103,25	11,03	1455,35	255,24
INV_SLU(min)	Axial	-6241,74	-26,56	-6,74	5,62	1582,79	-34,52
INV_SLU(min)	Shear-y	-4755,83	-218,2	-22,56	-7,24	2122,99	-283,66
INV_SLU(min)	Shear-z	-4608,59	-39,4	-182,29	57,88	1217,65	-51,22
INV_SLU(min)	Torsion	-4790,01	9,16	-86,04	-52,2	1706,49	11,91
INV_SLU(min)	Moment-y	-5274,49	3,29	2,29	0,08	-297,13	4,28
INV_SLU(min)	Moment-z	-4755,83	-218,2	-22,56	-7,24	2122,99	-283,66
INV_SLV(max)	Axial	-2337,97	143,57	158,96	63,56	1953,85	186,64
INV_SLV(max)	Shear-y	-2857,53	553,82	208,81	110,06	3081,17	719,97
INV_SLV(max)	Shear-z	-2858,1	198,67	506,7	109,84	3775,03	258,27
INV_SLV(max)	Torsion	-2586,22	515,74	200,43	119,41	1579,61	670,46
INV_SLV(max)	Moment-y	-2858,1	198,67	506,7	109,84	3775,03	258,27
INV_SLV(max)	Moment-z	-2857,53	553,82	208,81	110,06	3081,17	719,97
INV_SLV(min)	Axial	-3366,5	-158,98	-161,25	-57,49	1447,98	-206,68
INV_SLV(min)	Shear-y	-2846,95	-569,24	-211,1	-103,98	320,65	-740,01
INV_SLV(min)	Shear-z	-2846,37	-214,08	-509	-103,76	-373,21	-278,31
INV_SLV(min)	Torsion	-3118,25	-531,16	-202,72	-113,33	1822,21	-690,5
INV_SLV(min)	Moment-y	-2846,37	-214,08	-509	-103,76	-373,21	-278,31
INV_SLV(min)	Moment-z	-2846,95	-569,24	-211,1	-103,98	320,65	-740,01

- Spalla 2

		Axial (kN)	Shear-y (kN)	Shear-z (kN	Torsion (kN·m)	Moment-y (kN·m)	Moment-z (
INV_SLU(max)	Axial	-544,63	-33,03	-8,76	-3,87	-407,29	-3,27
INV_SLU(max)	Shear-y	-699,24	186,43	-48,9	29,63	-160,93	18,65
INV_SLU(max)	Shear-z	-793,33	152,27	22,16	-9,19	-326,97	15,25
INV_SLU(max)	Torsion	-1107,73	53,92	-171,14	42,78	640,52	5,34
INV_SLU(max)	Moment-y	-1681,64	10,13	-0,41	5,75	2361,89	0,84
INV_SLU(max)	Moment-z	-1342,19	185,62	-49,23	26,52	-1950,83	18,7
INV_SLU(min)	Axial	-2409,79	9,3	0,45	-5,96	-2803,21	1,13
INV_SLU(min)	Shear-y	-1403,27	-170,92	-40,04	-52,73	-1315,99	-17
INV_SLU(min)	Shear-z	-884,75	10,22	-178,67	29,04	-328	1,04
INV_SLU(min)	Torsion	-1519,39	-1,54	-31,05	-58,44	-1399,13	-0,05
INV_SLU(min)	Moment-y	-1689,94	-33,77	-5,95	-15,32	-3082,99	-3,16
INV_SLU(min)	Moment-z	-1397,13	-170,84	-41,7	-38,43	766,11	-17,14
INV_SLV(max)	Axial	-192,9	192,76	148,04	42,06	544,81	19,27
INV_SLV(max)	Shear-y	-325,8	475,4	241,21	59,94	274,19	47,55
INV_SLV(max)	Shear-z	-347,77	300,82	370,64	89,5	446,72	30,11
INV_SLV(max)	Torsion	-628,95	282,57	363,92	91,56	550,66	28,28
INV_SLV(max)	Moment-y	-474,07	174,51	141,32	44,11	648,75	17,44
INV_SLV(max)	Moment-z	-325,8	475,4	241,21	59,94	274,19	47,55
INV_SLV(min)	Axial	-983,16	-204,33	-150,07	-44,68	-755,31	-20,42
INV_SLV(min)	Shear-y	-850,26	-486,97	-243,24	-62,56	-484,69	-48,69
INV_SLV(min)	Shear-z	-828,28	-312,39	-372,66	-92,12	-657,22	-31,25
INV_SLV(min)	Torsion	-547,11	-294,14	-365,95	-94,18	-761,16	-29,42
INV_SLV(min)	Moment-y	-701,98	-186,08	-143,35	-46,74	-859,25	-18,58
INV_SLV(min)	Moment-z	-850,26	-486,97	-243,24	-62,56	-484,69	-48,69

18.3.3 *CALCOLO SOLLECITAZIONI MICROPALI*

Considerato l'elevato numero di combinazioni di carico da analizzare, è stato predisposto uno specifico foglio di calcolo che consente l'individuazione automatica delle condizioni più gravose per i micropali di fondazione. Il foglio di calcolo permette inoltre di definire la geometria della sovrastruttura e di considerare il contributo del terreno a tergo dell'opera. In questo modo è possibile valutare, per le spalle, gli incrementi di spinta del terreno, inclusi quelli derivanti dall'azione sismica.
Dalle elaborazioni effettuate si ottengono i seguenti risultati:

- Spalla 1

	SLU			SLV		
	N_{compr} (kN)	N_{traz} (kN)	F_{max} (kN)	N_{compr} (kN)	N_{traz} (kN)	F_{max} (kN)
FX,max (kN)	-231,72	-65,78	36,44	-102,91	-51,32	55,31
FX,min (kN)	-133,36	-67,86	15,02	-153,46	-29,22	13,50
FY,max (kN)	-148,93	-65,85	16,75	-100,49	-34,21	49,50
FY,min (kN)	-149,66	-74,82	25,48	-143,36	-33,69	30,68
FZ,max (kN)	-133,85	-57,10	26,01	-92,33	-24,51	37,61
FZ,min (kN)	-326,84	-78,09	26,88	-185,25	-34,82	23,16
MX,max (kN·m)	-238,70	-69,77	23,61	-104,55	-33,56	38,44
MX,min (kN·m)	-310,15	-38,88	26,18	-145,38	-28,26	22,74
MY,max (kN·m)	-223,07	-54,64	36,44	-133,45	-45,93	54,68
MY,min (kN·m)	-142,01	-79,00	15,02	-122,91	-34,61	13,68
MZ,max (kN·m)	-149,66	-74,82	25,48	-143,36	-33,69	30,68
MZ,min (kN·m)	-148,93	-65,85	16,75	-100,49	-34,21	49,50

Figura 18.4: sollecitazioni micropali SP1

- Pila 1

	SLU			SLV		
	N_{compr} (kN)	N_{traz} (kN)	F_{max} (kN)	N_{compr} (kN)	N_{traz} (kN)	F_{max} (kN)
FX,max (kN)	-902,97	-146,98	21,55	-559,58	-20,44	59,93
FX,min (kN)	-607,56	-434,14	22,06	-561,87	-127,98	59,21
FY,max (kN)	-1091,02	-112,22	0,85	-663,08	38,73	60,88
FY,min (kN)	-598,67	-459,30	17,57	-507,99	-137,53	60,92
FZ,max (kN)	-463,62	-366,71	5,87	-473,79	-38,09	26,08
FZ,min (kN)	-811,06	-563,90	1,94	-431,98	-326,01	25,66
MX,max (kN·m)	-1373,24	53,66	1,91	-663,08	38,73	60,88
MX,min (kN·m)	-856,51	-321,73	0,63	-507,99	-137,53	60,92
MY,max (kN·m)	-902,97	-146,98	21,55	-559,58	-20,44	59,93
MY,min (kN·m)	-607,56	-434,14	22,06	-561,87	-127,98	59,21
MZ,max (kN·m)	-598,67	-459,30	17,57	-507,99	-137,53	60,92
MZ,min (kN·m)	-1091,02	-112,22	0,85	-663,08	38,73	60,88

Figura 18.5: sollecitazioni micropali P1

- Pila 2

	SLU			SLV		
	N_{compr} (kN)	N_{traz} (kN)	F_{max} (kN)	N_{compr} (kN)	N_{traz} (kN)	F_{max} (kN)
FX,max (kN)	-623,47	-295,16	22,18	-788,10	216,59	59,19
FX,min (kN)	-713,08	-238,09	21,94	-484,77	-84,62	60,71
FY,max (kN)	-984,76	41,75	14,70	-762,65	191,03	54,43
FY,min (kN)	-609,02	-312,70	18,65	-387,95	-181,32	55,22
FZ,max (kN)	-496,46	-214,89	5,48	-492,37	24,77	21,42
FZ,min (kN)	-801,29	-447,06	2,74	-543,47	-129,84	22,64
MX,max (kN·m)	-1587,81	378,55	2,71	-762,65	191,03	54,43
MX,min (kN·m)	-560,48	-494,42	0,40	-387,95	-181,32	55,22
MY,max (kN·m)	-1034,22	49,67	18,50	-788,10	216,59	59,19
MY,min (kN·m)	-680,21	-277,79	8,65	-484,77	-84,62	60,71
MZ,max (kN·m)	-623,47	-295,16	22,18	-387,95	-181,32	55,22
MZ,min (kN·m)	-713,08	-238,09	21,94	-762,65	191,03	54,43

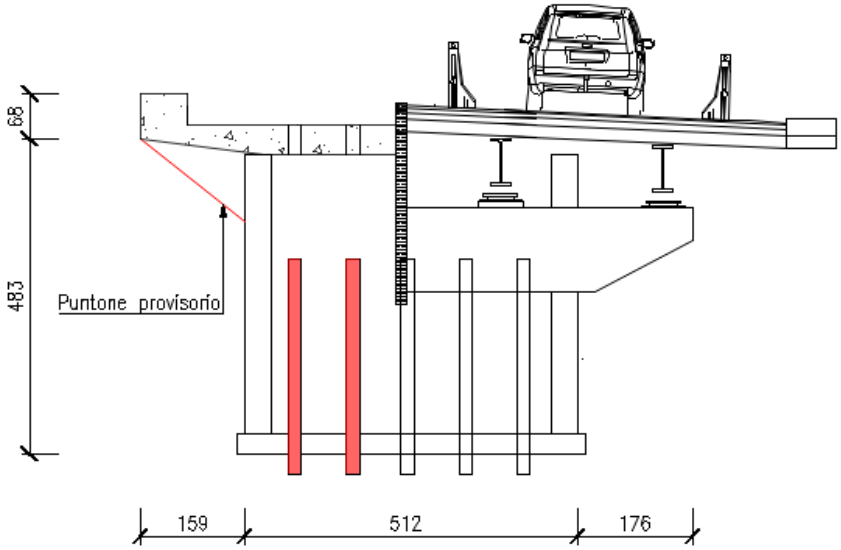
Figura 18.6: sollecitazioni micropali P2

- Spalla 2

	SLU			SLV		
	N_{compr} (kN)	N_{traz} (kN)	F_{max} (kN)	N_{compr} (kN)	N_{traz} (kN)	F_{max} (kN)
FX,max (kN)	-79,01	-31,48	36,63	-50,08	12,98	53,91
FX,min (kN)	-99,34	11,88	15,82	-104,35	-6,35	13,49
FY,max (kN)	-68,56	-12,68	31,64	-47,59	23,43	50,80
FY,min (kN)	-77,62	-23,71	26,25	-86,75	-11,74	29,24
FZ,max (kN)	-68,56	-12,68	31,64	-47,59	23,43	50,80
FZ,min (kN)	-89,30	-34,16	29,28	-117,29	-6,35	28,95
MX,max (kN·m)	-130,33	46,83	24,53	-64,27	17,18	38,42
MX,min (kN·m)	-152,17	68,12	22,34	-82,31	6,75	21,43
MY,max (kN·m)	-124,61	33,89	36,60	-80,62	18,37	53,27
MY,min (kN·m)	-91,40	-16,02	15,83	-73,80	-11,74	13,68
MZ,max (kN·m)	-77,62	-23,71	26,25	-86,75	-11,74	29,24
MZ,min (kN·m)	-68,56	-12,68	31,64	-47,59	23,43	50,80

Figura 18.7: sollecitazioni micropali SP2

Oltre alle verifiche nelle condizioni SLU e SLV, è necessario considerare anche le condizioni transitorie che si verificano durante le fasi costruttive. Il nuovo impalcato sarà infatti realizzato per conci successivi (si veda la tavola "*Fasi costruttive*"), mediante la posa iniziale di una metà dell'impalcato e, successivamente, della seconda metà, come illustrato nella figura seguente:



In tale configurazione temporanea, i micropali esterni risultano soggetti alle seguenti sollecitazioni:

- Trazione: 1201,84 kN
- Compressione: 1391,83 kN

Tali valori risultano particolarmente significativi e, in alcuni casi, più gravosi rispetto a quelli derivanti dalle combinazioni di progetto nelle condizioni definitive. Per questo motivo, nella progettazione delle pile si è scelto di differenziare la lunghezza dei micropali esterni rispetto a quella dei micropali centrali, al fine di garantire adeguati margini di sicurezza anche durante le fasi transitorie di costruzione.

18.3.4 *VERIFICHE GEOTECNICHE E STRUTTURALI*

18.3.4.1 CAPACITÀ PORTANTE MICROPALI

Il calcolo della capacità portante verrà svolto secondo la teoria di Bustamante-Doix, calcolando la resistenza per attrito laterale come segue:

$$Q_l = \sum_i \pi \cdot D_{s,i} \cdot \tau_i \cdot l_{s,i}$$

dove

- $D_s = \alpha \cdot D$, con D diametro di perforazione ed α coefficiente di sbulbamento
- $\tau =$ resistenza laterale unitaria determinata attraverso abachi appositi e posta pari a 150 kPA (valore minimo per rocce)
- $l_s =$ spessore dello strato considerato

La resistenza alla punta viene calcolata come aliquota del 15% rispetto alla resistenza per attrito laterale.
La capacità portante caratteristica $R_{c,k}$ del palo, in riferimento al capitolo 6 delle NTC 2018, è definita come segue:

$$R_{c,k} = \text{Min}\left\{\frac{(R_{c,cal})_{media}}{\xi_3}; \frac{(R_{c,cal})_{min}}{\xi_4}\right\} \qquad [6.4.3]$$

$$R_{t,k} = \text{Min}\left\{\frac{(R_{t,cal})_{media}}{\xi_3}; \frac{(R_{t,cal})_{min}}{\xi_4}\right\} \qquad [6.4.4]$$

Tab. 6.4.IV - *Fattori di correlazione ξ per la determinazione della resistenza caratteristica in funzione del numero di verticali indagate*

Numero di verticali indagate	1	2	3	4	5	7	≥10
ξ_3	1,70	1,65	1,60	1,55	1,50	1,45	1,40
ξ_4	1,70	1,55	1,48	1,42	1,34	1,28	1,21

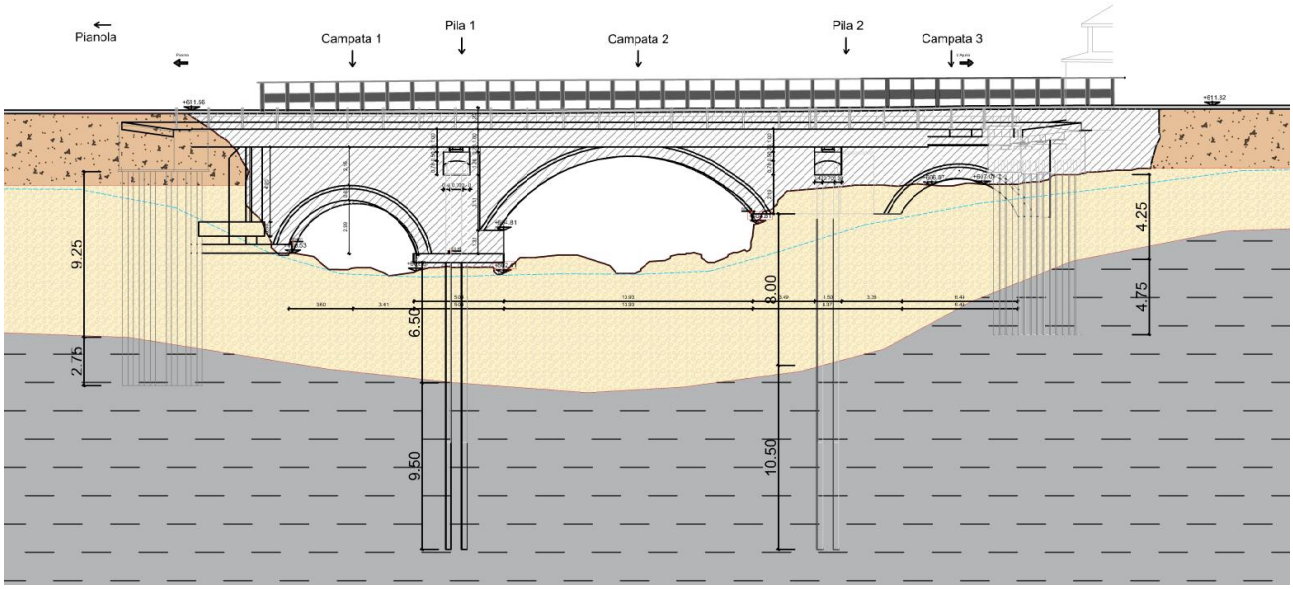
Avendo a disposizione $n.2$ sondaggi i fattori di correlazione ξ_3 e ξ_4 sono stati assunti pari a 1.65 e 1.55, da cui è possibile ricavare la capacità portante di progetto $R_{c,d}$, dividendo per il coefficiente γ_R riportato nella tabella sottostante. Essendo l'interasse tra i pali maggiore di tre volte il diametro si trascurano gli effetti di gruppo.

Tab. 6.4.II – *Coefficienti parziali γ_R da applicare alle resistenze caratteristiche a carico verticale dei pali*

Resistenza	Simbolo	Pali infissi	Pali trivellati	Pali ad elica continua
	γ_R	(R3)	(R3)	(R3)
Base	γ_b	1,15	1,35	1,3
Laterale in compressione	γ_s	1,15	1,15	1,15
Totale (*)	γ	1,15	1,30	1,25
Laterale in trazione	γ_{st}	1,25	1,25	1,25

(*) da applicare alle resistenze caratteristiche dedotte dai risultati di prove di carico di progetto.

Si riporta la sezione con riportate le profondità di infissione dei vari micropali ed i risultati delle verifiche:



- SPALLA 1 - SLU

CALCOLO DELLA CAPACITA' PORTANTE MICROPALI DI FONDAZIONE			
Tecnologia micropalo	-	IGU	-
Unità I			
Lunghezza micropalo	L_S	9250,00	mm
Diametro di perforazione	d_s	300,00	mm
Coefficiente maggiorativo per tecnica di perforazione	α	1,20	-
Tipologia terreno	-	SG2	-
Valore da prova SPT	N_{spt}	29	-
Tensione tangenziale	s	0,15	MPa
Trattasi dello strato di fondo?		NO	
Calcolo della capacità portante laterale	S	1579,69	kN
Calcolo della capacità portante di punta	P	0	kN
Unità III			
Profondità dello strato	L_S	2750,00	mm
Diametro esterno della perforazione	d_s	300,00	mm
Coefficiente maggiorativo per tecnica di perforazione	α	1,10	-
Tipologia terreno	-	AL2	-
Valore da prova SPT	N_{spt}	29	-
Tensione tangenziale	s	0,15	MPa
Trattasi dello strato di fondo?		Sì	
Calcolo della capacità portante laterale	S	436,20	kN
Calcolo della capacità portante di punta	P	302,38	kN
LUNGHEZZA UTILE			
Lunghezza utile	L_u	12,00	m
CAPACITA' PORTANTE DI PROGETTO			
Coeff. di sicurezza sulla resistenza alla punta	γ_r	1,35	-
Coeff. di sicurezza sulla resistenza per attrito lat. in compressione	γ_s	1,15	-
Coeff. di sicurezza sulla resistenza per attrito lat. in trazione	γ_{st}	1,25	-
Coefficiente funzione delle verticali indagate	ξ_3	1,65	-
Coefficiente funzione delle verticali indagate	ξ_4	1,70	-
Capacità portante di progetto a trazione (A1+M1+R3)	$Q_{lim,Rdt}$	977,40	kN
Capacità portante di progetto globale (A1+M1+R3)	$Q_{lim,Rdc}$	1198,14	kN
AZIONI DI PROGETTO - SLU			
AZIONI SUI SINGOLI PALI			
Sollecitazione palo in trazione	$Q_{ed,t}$		kN
Sollecitazione palo in compressione	$Q_{ed,c}$	326,84	kN
VERFICA DELLA CAPACITA' PORTANTE DEI PALI DI FONDAZIONE			
COEFFICIENTI DI SICUREZZA SUI SINGOLI PALI			
Verifica del palo in trazione	FS_1	**0,00**	-
Verifica del palo in compressione	FS_2	**0,27**	-

- SPALLA 1 - SLV

CALCOLO DELLA CAPACITA' PORTANTE MICROPALI DI FONDAZIONE			
Tecnologia micropalo	-	IGU	-
STRATO TERRENO 1			
Lunghezza micropalo	L_S	9250,00	mm
Diametro di perforazione	d_s	300,00	mm
Coefficiente maggiorativo per tecnica di perforazione	α	1,20	-
Tipologia terreno	-	SG2	-
Valore da prova SPT	N_{spt}	29	-
Tensione tangenziale	s	0,15	MPa
Trattasi dello strato di fondo?		NO	
Calcolo della capacità portante laterale	S	1579,69	kN
Calcolo della capacità portante di punta	P	0	kN
STRATO TERRENO 2			
Profondità dello strato	L_S	2750,00	mm
Diametro esterno della perforazione	d_s	300,00	mm
Coefficiente maggiorativo per tecnica di perforazione	α	1,10	-
Tipologia terreno	-	AL2	-
Valore da prova SPT	N_{spt}	29	-
Tensione tangenziale	s	0,15	MPa
Trattasi dello strato di fondo?		Sì	
Calcolo della capacità portante laterale	S	436,20	kN
Calcolo della capacità portante di punta	P	302,38	kN
LUNGHEZZA UTILE			
Lunghezza utile	L_u	12,00	m
CAPACITA' PORTANTE DI PROGETTO			
Coeff. di sicurezza sulla resistenza alla punta	γ_r	1,35	-
Coeff. di sicurezza sulla resistenza per attrito lat. in compressione	γ_s	1,15	-
Coeff. di sicurezza sulla resistenza per attrito lat. in trazione	γ_{st}	1,25	-
Coefficiente funzione delle verticali indagate	ξ_3	1,65	-
Coefficiente funzione delle verticali indagate	ξ_4	1,70	-
Capacità portante di progetto a trazione (A1+M1+R3)	$Q_{lim,Rdt}$	977,40	kN
Capacità portante di progetto globale (A1+M1+R3)	$Q_{lim,Rdc}$	1198,14	kN
AZIONI DI PROGETTO - SLV			
AZIONI SUI SINGOLI PALI			
Sollecitazione palo in trazione	$Q_{ed,t}$		kN
Sollecitazione palo in compressione	$Q_{ed,c}$	185,25	kN
VERFICA DELLA CAPACITA' PORTANTE DEI PALI DI FONDAZIONE			
COEFFICIENTI DI SICUREZZA SUI SINGOLI PALI			
Verifica del palo in trazione	FS_1	**0,00**	-
Verifica del palo in compressione	FS_2	**0,15**	-

- PILA 1 – L=21M - SLU

CALCOLO DELLA CAPACITA' PORTANTE MICROPALI DI FONDAZIONE			
Tecnologia micropalo	-	IGU	-
Unità I			
Lunghezza micropalo	L_S	6500,00	mm
Diametro di perforazione	d_s	300,00	mm
Coefficiente maggiorativo per tecnica di perforazione	α	1,20	-
Tipologia terreno	-	SG2	-
Valore da prova SPT	N_{spt}	29	-
Tensione tangenziale	s	0,15	MPa
Trattasi dello strato di fondo?		NO	
Calcolo della capacità portante laterale	S	1110,05	kN
Calcolo della capacità portante di punta	P	0	kN
Unità III			
Profondità dello strato	L_S	9500,00	mm
Diametro esterno della perforazione	d_s	300,00	mm
Coefficiente maggiorativo per tecnica di perforazione	α	1,10	-
Tipologia terreno	-	AL2	-
Valore da prova SPT	N_{spt}	29	-
Tensione tangenziale	s	0,15	MPa
Trattasi dello strato di fondo?		Sì	
Calcolo della capacità portante laterale	S	1506,88	kN
Calcolo della capacità portante di punta	P	392,54	kN
LUNGHEZZA UTILE			
Lunghezza utile	L_u	16,00	m
CAPACITA' PORTANTE DI PROGETTO			
Coeff. di sicurezza sulla resistenza alla punta	γ_r	1,35	-
Coeff. di sicurezza sulla resistenza per attrito lat. in compressione	γ_s	1,15	-
Coeff. di sicurezza sulla resistenza per attrito lat. in trazione	γ_{st}	1,25	-
Coefficiente funzione delle verticali indagate	ξ_3	1,65	-
Coefficiente funzione delle verticali indagate	ξ_4	1,70	-
Capacità portante di progetto a trazione (A1+M1+R3)	$Q_{lim,Rdt}$	1268,82	kN
Capacità portante di progetto globale (A1+M1+R3)	$Q_{lim,Rdc}$	1555,37	kN
AZIONI DI PROGETTO - SLU			
AZIONI SUI SINGOLI PALI			
Sollecitazione palo in trazione	$Q_{ed,t}$	-1201,84	kN
Sollecitazione palo in compressione	$Q_{ed,c}$	1391,83	kN
VERIFICA DELLA CAPACITA' PORTANTE DEI PALI DI FONDAZIONE			
COEFFICIENTI DI SICUREZZA SUI SINGOLI PALI			
Verifica del palo in trazione	FS_1	**0,95**	-
Verifica del palo in compressione	FS_2	**0,89**	-

- PILA 1 – L=21M - SLV

CALCOLO DELLA CAPACITA' PORTANTE MICROPALI DI FONDAZIONE			
Tecnologia micropalo	-	IGU	-
STRATO TERRENO 1			
Lunghezza micropalo	L_S	6500,00	mm
Diametro di perforazione	d_s	300,00	mm
Coefficiente maggiorativo per tecnica di perforazione	α	1,20	-
Tipologia terreno	-	SG2	-
Valore da prova SPT	N_{spt}	29	-
Tensione tangenziale	s	0,15	MPa
Trattasi dello strato di fondo?		NO	
Calcolo della capacità portante laterale	S	1110,05	kN
Calcolo della capacità portante di punta	P	0	kN
STRATO TERRENO 2			
Profondità dello strato	L_S	9500,00	mm
Diametro esterno della perforazione	d_s	300,00	mm
Coefficiente maggiorativo per tecnica di perforazione	α	1,10	-
Tipologia terreno	-	AL2	-
Valore da prova SPT	N_{spt}	29	-
Tensione tangenziale	s	0,15	MPa
Trattasi dello strato di fondo?		Sì	
Calcolo della capacità portante laterale	S	1506,88	kN
Calcolo della capacità portante di punta	P	392,54	kN
LUNGHEZZA UTILE			
Lunghezza utile	L_u	16,00	m
CAPACITA' PORTANTE DI PROGETTO			
Coeff. di sicurezza sulla resistenza alla punta	γ_r	1,35	-
Coeff. di sicurezza sulla resistenza per attrito lat. in compressione	γ_s	1,15	-
Coeff. di sicurezza sulla resistenza per attrito lat. in trazione	γ_{st}	1,25	-
Coefficiente funzione delle verticali indagate	ξ_3	1,65	-
Coefficiente funzione delle verticali indagate	ξ_4	1,70	-
Capacità portante di progetto a trazione (A1+M1+R3)	$Q_{lim,Rdt}$	1268,82	kN
Capacità portante di progetto globale (A1+M1+R3)	$Q_{lim,Rdc}$	1555,37	kN
AZIONI DI PROGETTO - SLV			
AZIONI SUI SINGOLI PALI			
Sollecitazione palo in trazione	$Q_{ed,t}$	-38,73	kN
Sollecitazione palo in compressione	$Q_{ed,c}$	663,08	kN
VERIFICA DELLA CAPACITA' PORTANTE DEI PALI DI FONDAZIONE			
COEFFICIENTI DI SICUREZZA SUI SINGOLI PALI			
Verifica del palo in trazione	FS_1	**0,03**	-
Verifica del palo in compressione	FS_2	**0,43**	-

- PILA 1 – L=15M - SLU

CALCOLO DELLA CAPACITA' PORTANTE MICROPALI DI FONDAZIONE			
Tecnologia micropalo	-	IGU	-
Unità I			
Lunghezza micropalo	L_S	5500,00	mm
Diametro di perforazione	d_s	300,00	mm
Coefficiente maggiorativo per tecnica di perforazione	α	1,20	-
Tipologia terreno	-	SG2	-
Valore da prova SPT	N_{spt}	29	-
Tensione tangenziale	s	0,15	MPa
Trattasi dello strato di fondo?		NO	
Calcolo della capacità portante laterale	S	939,27	kN
Calcolo della capacità portante di punta	P	0	kN
Unità III			
Profondità dello strato	L_S	3500,00	mm
Diametro esterno della perforazione	d_s	300,00	mm
Coefficiente maggiorativo per tecnica di perforazione	α	1,10	-
Tipologia terreno	-	AL2	-
Valore da prova SPT	N_{spt}	29	-
Tensione tangenziale	s	0,15	MPa
Trattasi dello strato di fondo?		Sì	
Calcolo della capacità portante laterale	S	555,17	kN
Calcolo della capacità portante di punta	P	224,17	kN
LUNGHEZZA UTILE			
Lunghezza utile	L_u	9,00	m
CAPACITA' PORTANTE DI PROGETTO			
Coeff. di sicurezza sulla resistenza alla punta	γ_r	1,35	-
Coeff. di sicurezza sulla resistenza per attrito lat. in compressione	γ_s	1,15	-
Coeff. di sicurezza sulla resistenza per attrito lat. in trazione	γ_{st}	1,25	-
Coefficiente funzione delle verticali indagate	ξ_3	1,65	-
Coefficiente funzione delle verticali indagate	ξ_4	1,70	-
Capacità portante di progetto a trazione (A1+M1+R3)	$Q_{lim,Rdt}$	724,58	kN
Capacità portante di progetto globale (A1+M1+R3)	$Q_{lim,Rdc}$	888,22	kN
AZIONI DI PROGETTO - SLU			
AZIONI SUI SINGOLI PALI			
Sollecitazione palo in trazione	$Q_{ed,t}$		kN
Sollecitazione palo in compressione	$Q_{ed,c}$	692,55	kN
VERFICA DELLA CAPACITA' PORTANTE DEI PALI DI FONDAZIONE			
COEFFICIENTI DI SICUREZZA SUI SINGOLI PALI			
Verifica del palo in trazione	FS_1	**0,00**	-
Verifica del palo in compressione	FS_2	**0,78**	-

- PILA 1 – L=15M - SLV

CALCOLO DELLA CAPACITA' PORTANTE MICROPALI DI FONDAZIONE			
Tecnologia micropalo	-	IGU	-
STRATO TERRENO 1			
Lunghezza micropalo	L_S	5500,00	mm
Diametro di perforazione	d_s	300,00	mm
Coefficiente maggiorativo per tecnica di perforazione	α	1,20	-
Tipologia terreno	-	SG2	-
Valore da prova SPT	N_{spt}	29	-
Tensione tangenziale	s	0,15	MPa
Trattasi dello strato di fondo?		NO	
Calcolo della capacità portante laterale	S	939,27	kN
Calcolo della capacità portante di punta	P	0	kN
STRATO TERRENO 2			
Profondità dello strato	L_S	3500,00	mm
Diametro esterno della perforazione	d_s	300,00	mm
Coefficiente maggiorativo per tecnica di perforazione	α	1,10	-
Tipologia terreno	-	AL2	-
Valore da prova SPT	N_{spt}	29	-
Tensione tangenziale	s	0,15	MPa
Trattasi dello strato di fondo?		Sì	
Calcolo della capacità portante laterale	S	555,17	kN
Calcolo della capacità portante di punta	P	224,17	kN
LUNGHEZZA UTILE			
Lunghezza utile	L_u	9,00	m
CAPACITA' PORTANTE DI PROGETTO			
Coeff. di sicurezza sulla resistenza alla punta	γ_r	1,35	-
Coeff. di sicurezza sulla resistenza per attrito lat. in compressione	γ_s	1,15	-
Coeff. di sicurezza sulla resistenza per attrito lat. in trazione	γ_{st}	1,25	-
Coefficiente funzione delle verticali indagate	ξ_3	1,65	-
Coefficiente funzione delle verticali indagate	ξ_4	1,70	-
Capacità portante di progetto a trazione (A1+M1+R3)	$Q_{lim,Rdt}$	724,58	kN
Capacità portante di progetto globale (A1+M1+R3)	$Q_{lim,Rdc}$	888,22	kN
AZIONI DI PROGETTO - SLV			
AZIONI SUI SINGOLI PALI			
Sollecitazione palo in trazione	$Q_{ed,t}$	-38,73	kN
Sollecitazione palo in compressione	$Q_{ed,c}$	663,08	kN
VERFICA DELLA CAPACITA' PORTANTE DEI PALI DI FONDAZIONE			
COEFFICIENTI DI SICUREZZA SUI SINGOLI PALI			
Verifica del palo in trazione	FS_1	**0,05**	-
Verifica del palo in compressione	FS_2	**0,75**	-

- PILA 2 – L=21M - SLU

CALCOLO DELLA CAPACITA' PORTANTE MICROPALI DI FONDAZIONE			
Tecnologia micropalo	-	IGU	-
Unità I			
Lunghezza micropalo	L_S	8000,00	mm
Diametro di perforazione	d_s	300,00	mm
Coefficiente maggiorativo per tecnica di perforazione	α	1,20	-
Tipologia terreno	-	SG2	-
Valore da prova SPT	N_{spt}	29	-
Tensione tangenziale	s	0,15	MPa
Trattasi dello strato di fondo?		NO	
Calcolo della capacità portante laterale	S	1366,22	kN
Calcolo della capacità portante di punta	P	0	kN
Unità III			
Profondità dello strato	L_S	10500,00	mm
Diametro esterno della perforazione	d_s	300,00	mm
Coefficiente maggiorativo per tecnica di perforazione	α	1,10	-
Tipologia terreno	-	AL2	-
Valore da prova SPT	N_{spt}	29	-
Tensione tangenziale	s	0,15	MPa
Trattasi dello strato di fondo?		Sì	
Calcolo della capacità portante laterale	S	1665,50	kN
Calcolo della capacità portante di punta	P	454,76	kN
LUNGHEZZA UTILE			
Lunghezza utile	L_u	18,50	m
CAPACITA' PORTANTE DI PROGETTO			
Coeff. di sicurezza sulla resistenza alla punta	γ_r	1,35	-
Coeff. di sicurezza sulla resistenza per attrito lat. in compressione	γ_s	1,15	-
Coeff. di sicurezza sulla resistenza per attrito lat. in trazione	γ_{st}	1,25	-
Coefficiente funzione delle verticali indagate	ξ_3	1,65	-
Coefficiente funzione delle verticali indagate	ξ_4	1,70	-
Capacità portante di progetto a trazione (A1+M1+R3)	$Q_{lim,Rdt}$	1469,92	kN
Capacità portante di progetto globale (A1+M1+R3)	$Q_{lim,Rdc}$	1801,90	kN
AZIONI DI PROGETTO - SLU			
AZIONI SUI SINGOLI PALI			
Sollecitazione palo in trazione	$Q_{ed,t}$	-1201,84	kN
Sollecitazione palo in compressione	$Q_{ed,c}$	1587,81	kN
VERFICA DELLA CAPACITA' PORTANTE DEI PALI DI FONDAZIONE			
COEFFICIENTI DI SICUREZZA SUI SINGOLI PALI			
Verifica del palo in trazione	FS_1	**0,82**	-
Verifica del palo in compressione	FS_2	**0,88**	-

- PILA 2 – L=21M - SLV

CALCOLO DELLA CAPACITA' PORTANTE MICROPALI DI FONDAZIONE			
Tecnologia micropalo	-	IGU	-
STRATO TERRENO 1			
Lunghezza micropalo	L_S	8000,00	mm
Diametro di perforazione	d_s	300,00	mm
Coefficiente maggiorativo per tecnica di perforazione	α	1,20	-
Tipologia terreno	-	SG2	-
Valore da prova SPT	N_{spt}	29	-
Tensione tangenziale	s	0,15	MPa
Trattasi dello strato di fondo?		NO	
Calcolo della capacità portante laterale	S	1366,22	kN
Calcolo della capacità portante di punta	P	0	kN
STRATO TERRENO 2			
Profondità dello strato	L_S	10500,00	mm
Diametro esterno della perforazione	d_s	300,00	mm
Coefficiente maggiorativo per tecnica di perforazione	α	1,10	-
Tipologia terreno	-	AL2	-
Valore da prova SPT	N_{spt}	29	-
Tensione tangenziale	s	0,15	MPa
Trattasi dello strato di fondo?		Sì	
Calcolo della capacità portante laterale	S	1665,50	kN
Calcolo della capacità portante di punta	P	454,76	kN
LUNGHEZZA UTILE			
Lunghezza utile	L_u	18,50	m
CAPACITA' PORTANTE DI PROGETTO			
Coeff. di sicurezza sulla resistenza alla punta	γ_r	1,35	-
Coeff. di sicurezza sulla resistenza per attrito lat. in compressione	γ_s	1,15	-
Coeff. di sicurezza sulla resistenza per attrito lat. in trazione	γ_{st}	1,25	-
Coefficiente funzione delle verticali indagate	ξ_3	1,65	-
Coefficiente funzione delle verticali indagate	ξ_4	1,70	-
Capacità portante di progetto a trazione (A1+M1+R3)	$Q_{lim,Rdt}$	1469,92	kN
Capacità portante di progetto globale (A1+M1+R3)	$Q_{lim,Rdc}$	1801,90	kN
AZIONI DI PROGETTO - SLV			
AZIONI SUI SINGOLI PALI			
Sollecitazione palo in trazione	$Q_{ed,t}$	-216,59	kN
Sollecitazione palo in compressione	$Q_{ed,c}$	788,10	kN
VERFICA DELLA CAPACITA' PORTANTE DEI PALI DI FONDAZIONE			
COEFFICIENTI DI SICUREZZA SUI SINGOLI PALI			
Verifica del palo in trazione	FS_1	**0,15**	-
Verifica del palo in compressione	FS_2	**0,44**	-

- PILA 2 – L=15M - SLU

CALCOLO DELLA CAPACITA' PORTANTE MICROPALI DI FONDAZIONE			
Tecnologia micropalo	-	IGU	-
Unità I			
Lunghezza micropalo	L_S	8000,00	mm
Diametro di perforazione	d_s	300,00	mm
Coefficiente maggiorativo per tecnica di perforazione	α	1,20	-
Tipologia terreno	-	SG2	-
Valore da prova SPT	N_{spt}	29	-
Tensione tangenziale	s	0,15	MPa
Trattasi dello strato di fondo?		NO	
Calcolo della capacità portante laterale	S	1366,22	kN
Calcolo della capacità portante di punta	P	0	kN
Unità III			
Profondità dello strato	L_S	4500,00	mm
Diametro esterno della perforazione	d_s	300,00	mm
Coefficiente maggiorativo per tecnica di perforazione	α	1,10	-
Tipologia terreno	-	AL2	-
Valore da prova SPT	N_{spt}	29	-
Tensione tangenziale	s	0,15	MPa
Trattasi dello strato di fondo?		Sì	
Calcolo della capacità portante laterale	S	713,79	kN
Calcolo della capacità portante di punta	P	312,00	kN
LUNGHEZZA UTILE			
Lunghezza utile	L_u	12,50	m
CAPACITA' PORTANTE DI PROGETTO			
Coeff. di sicurezza sulla resistenza alla punta	γ_r	1,35	-
Coeff. di sicurezza sulla resistenza per attrito lat. in compressione	γ_s	1,15	-
Coeff. di sicurezza sulla resistenza per attrito lat. in trazione	γ_{st}	1,25	-
Coefficiente funzione delle verticali indagate	ξ_3	1,65	-
Coefficiente funzione delle verticali indagate	ξ_4	1,70	-
Capacità portante di progetto a trazione (A1+M1+R3)	$Q_{lim,Rdt}$	1008,49	kN
Capacità portante di progetto globale (A1+M1+R3)	$Q_{lim,Rdc}$	1236,25	kN
AZIONI DI PROGETTO - SLU			
AZIONI SUI SINGOLI PALI			
Sollecitazione palo in trazione	$Q_{ed,t}$		kN
Sollecitazione palo in compressione	$Q_{ed,c}$	625,42	kN
VERFICA DELLA CAPACITA' PORTANTE DEI PALI DI FONDAZIONE			
COEFFICIENTI DI SICUREZZA SUI SINGOLI PALI			
Verifica del palo in trazione	FS_1	**0,00**	-
Verifica del palo in compressione	FS_2	**0,51**	-

- PILA 2 – L=15M - SLV

CALCOLO DELLA CAPACITA' PORTANTE MICROPALI DI FONDAZIONE			
Tecnologia micropalo	-	IGU	-
STRATO TERRENO 1			
Lunghezza micropalo	L_S	8000,00	mm
Diametro di perforazione	d_s	300,00	mm
Coefficiente maggiorativo per tecnica di perforazione	α	1,20	-
Tipologia terreno	-	SG2	-
Valore da prova SPT	N_{spt}	29	-
Tensione tangenziale	s	0,15	MPa
Trattasi dello strato di fondo?		NO	
Calcolo della capacità portante laterale	S	1366,22	kN
Calcolo della capacità portante di punta	P	0	kN
STRATO TERRENO 2			
Profondità dello strato	L_S	4500,00	mm
Diametro esterno della perforazione	d_s	300,00	mm
Coefficiente maggiorativo per tecnica di perforazione	α	1,10	-
Tipologia terreno	-	AL2	-
Valore da prova SPT	N_{spt}	29	-
Tensione tangenziale	s	0,15	MPa
Trattasi dello strato di fondo?		Sì	
Calcolo della capacità portante laterale	S	713,79	kN
Calcolo della capacità portante di punta	P	312,00	kN
LUNGHEZZA UTILE			
Lunghezza utile	L_u	12,50	m
CAPACITA' PORTANTE DI PROGETTO			
Coeff. di sicurezza sulla resistenza alla punta	γ_r	1,35	-
Coeff. di sicurezza sulla resistenza per attrito lat. in compressione	γ_s	1,15	-
Coeff. di sicurezza sulla resistenza per attrito lat. in trazione	γ_{st}	1,25	-
Coefficiente funzione delle verticali indagate	ξ_3	1,65	-
Coefficiente funzione delle verticali indagate	ξ_4	1,70	-
Capacità portante di progetto a trazione (A1+M1+R3)	$Q_{lim,Rdt}$	1008,49	kN
Capacità portante di progetto globale (A1+M1+R3)	$Q_{lim,Rdc}$	1236,25	kN
AZIONI DI PROGETTO - SLV			
AZIONI SUI SINGOLI PALI			
Sollecitazione palo in trazione	$Q_{ed,t}$	-216,59	kN
Sollecitazione palo in compressione	$Q_{ed,c}$	788,10	kN
VERFICA DELLA CAPACITA' PORTANTE DEI PALI DI FONDAZIONE			
COEFFICIENTI DI SICUREZZA SUI SINGOLI PALI			
Verifica del palo in trazione	FS_1	**0,21**	-
Verifica del palo in compressione	FS_2	**0,64**	-

- SPALLA 2 - SLU

CALCOLO DELLA CAPACITA' PORTANTE MICROPALI DI FONDAZIONE			
Tecnologia micropalo	-	IGU	-
Unità I			
Lunghezza micropalo	L_S	4250,00	mm
Diametro di perforazione	d_s	300,00	mm
Coefficiente maggiorativo per tecnica di perforazione	α	1,20	-
Tipologia terreno	-	SG2	-
Valore da prova SPT	N_{spt}	29	-
Tensione tangenziale	s	0,15	MPa
Trattasi dello strato di fondo?		NO	
Calcolo della capacità portante laterale	S	725,80	kN
Calcolo della capacità portante di punta	P	0	kN
Unità III			
Profondità dello strato	L_S	4750,00	mm
Diametro esterno della perforazione	d_s	300,00	mm
Coefficiente maggiorativo per tecnica di perforazione	α	1,10	-
Tipologia terreno	-	AL2	-
Valore da prova SPT	N_{spt}	29	-
Tensione tangenziale	s	0,15	MPa
Trattasi dello strato di fondo?		Sì	
Calcolo della capacità portante laterale	S	753,44	kN
Calcolo della capacità portante di punta	P	221,89	kN
LUNGHEZZA UTILE			
Lunghezza utile	L_u	9,00	m
CAPACITA' PORTANTE DI PROGETTO			
Coeff. di sicurezza sulla resistenza alla punta	γ_r	1,35	-
Coeff. di sicurezza sulla resistenza per attrito lat. in compressione	γ_s	1,15	-
Coeff. di sicurezza sulla resistenza per attrito lat. in trazione	γ_{st}	1,25	-
Coefficiente funzione delle verticali indagate	ξ_3	1,65	-
Coefficiente funzione delle verticali indagate	ξ_4	1,70	-
Capacità portante di progetto a trazione (A1+M1+R3)	$Q_{lim,Rdt}$	717,21	kN
Capacità portante di progetto globale (A1+M1+R3)	$Q_{lim,Rdc}$	879,19	kN
AZIONI DI PROGETTO - SLU			
AZIONI SUI SINGOLI PALI			
Sollecitazione palo in trazione	$Q_{ed,t}$	-68,12	kN
Sollecitazione palo in compressione	$Q_{ed,c}$	152,17	kN
VERFICA DELLA CAPACITA' PORTANTE DEI PALI DI FONDAZIONE			
COEFFICIENTI DI SICUREZZA SUI SINGOLI PALI			
Verifica del palo in trazione	FS_1	**0,09**	-
Verifica del palo in compressione	FS_2	**0,17**	-

- SPALLA 2 - SLV

CALCOLO DELLA CAPACITA' PORTANTE MICROPALI DI FONDAZIONE			
Tecnologia micropalo	-	IGU	-
STRATO TERRENO 1			
Lunghezza micropalo	L_S	4250,00	mm
Diametro di perforazione	d_s	300,00	mm
Coefficiente maggiorativo per tecnica di perforazione	α	1,20	-
Tipologia terreno	-	SG2	-
Valore da prova SPT	N_{spt}	29	-
Tensione tangenziale	s	0,15	MPa
Trattasi dello strato di fondo?		NO	
Calcolo della capacità portante laterale	S	725,80	kN
Calcolo della capacità portante di punta	P	0	kN
STRATO TERRENO 2			
Profondità dello strato	L_S	4750,00	mm
Diametro esterno della perforazione	d_s	300,00	mm
Coefficiente maggiorativo per tecnica di perforazione	α	1,10	-
Tipologia terreno	-	AL2	-
Valore da prova SPT	N_{spt}	29	-
Tensione tangenziale	s	0,15	MPa
Trattasi dello strato di fondo?		Sì	
Calcolo della capacità portante laterale	S	753,44	kN
Calcolo della capacità portante di punta	P	221,89	kN
LUNGHEZZA UTILE			
Lunghezza utile	L_u	9,00	m
CAPACITA' PORTANTE DI PROGETTO			
Coeff. di sicurezza sulla resistenza alla punta	γ_r	1,35	-
Coeff. di sicurezza sulla resistenza per attrito lat. in compressione	γ_s	1,15	-
Coeff. di sicurezza sulla resistenza per attrito lat. in trazione	γ_{st}	1,25	-
Coefficiente funzione delle verticali indagate	ξ_3	1,65	-
Coefficiente funzione delle verticali indagate	ξ_4	1,70	-
Capacità portante di progetto a trazione (A1+M1+R3)	$Q_{lim,Rdt}$	717,21	kN
Capacità portante di progetto globale (A1+M1+R3)	$Q_{lim,Rdc}$	879,19	kN
AZIONI DI PROGETTO - SLV			
AZIONI SUI SINGOLI PALI			
Sollecitazione palo in trazione	$Q_{ed,t}$	-23,43	kN
Sollecitazione palo in compressione	$Q_{ed,c}$	117,29	kN
VERIFICA DELLA CAPACITA' PORTANTE DEI PALI DI FONDAZIONE			
COEFFICIENTI DI SICUREZZA SUI SINGOLI PALI			
Verifica del palo in trazione	FS_1	**0,03**	-
Verifica del palo in compressione	FS_2	**0,13**	-

18.3.4.2 CAPACITÀ A CARICHI TRASVERSALI

La teoria utilizzata per la determinazione del carico limite del micropalo sotto l'azione di una forza orizzontale applicata alla sua estremità superiore.è quella di Broms (1964) per pali con testa impedita di ruotare, secondo la quale un palo immerso in terreno e soggetto ad una forza orizzontale può rompersi secondo tre meccanismi principali:

- Palo corto: il massimo momento flettente agente sul palo è inferiore al suo momento di plasticizzazione
- Palo lungo: il momento flettente eguaglia o supera il momento di plasticizzazione portando alla formazione di due cerniere plastiche (in testa e ad una profondità f)
- Palo intermedio: il momento flettente ancora eguaglia o supera il momento di plasticizzazione ma si forma solamente la cerniera plastica in testa

Essendo il palo, nel primo tratto, immerso in terreno incoerente si farà riferimento alle formulazioni relative a questo tipo di terreno.

Il massimo sforzo di taglio nei micropali si manifesta in corrispondenza della testa dell'elemento.

La verifica secondo il metodo di Broms è stata pertanto condotta esclusivamente per i micropali delle spalle. Nel caso delle pile, infatti, i micropali attraversano nel tratto superiore la muratura esistente risultando quindi ammorsati in un mezzo caratterizzato da un comportamento totalmente differente da quello di un terreno naturale.

Il metodo di Broms è stato sviluppato per l'analisi di pali infissi in terreni deformabili, nei quali la risposta alle azioni trasversali è governata dalla progressiva mobilitazione delle pressioni laterali del terreno. Tali ipotesi non risultano pertanto rappresentative del comportamento reale del sistema micropalo–muratura presente nelle pile. In presenza di un mezzo sostanzialmente rigido vengono infatti meno i presupposti alla base del modello teorico, rendendo la verifica secondo Broms non significativa ai fini della valutazione del comportamento dell'opera.

Per tali motivazioni, la verifica dei micropali delle pile nei confronti delle azioni trasversali è stata ricondotta alle sole verifiche strutturali della sezione resistente, mediante controllo della resistenza a taglio secondo le prescrizioni normative vigenti, assumendo il vincolo laterale fornito dalla muratura come sostanzialmente rigido.

- SPALLA 1 - SLU

VERIFICA DI CAPACITÁ PORTANTE DEL PALO SINGOLO: DRENATA			
Calcolo dei parametri per la verifica di capacità portante			
Peso di volume	γ	19,00	kN/m^2
Considerare falda?		NO	
Peso di volume immerso	γ'	19,00	kN/m^3
Diametro palo	D	0,30	m
Coesione efficace	c'	0,00	kPa
Angolo d'attrito	ϕ	30,00	°
Coefficiente di spinta passiva	K_p	3,00	-
Lunghezza palo	L	12,00	m
Momento massimo agente	M_{max}	29548,80	kNm
Momento di plasticizzazione palo	M_y	108,00	kNm
Comportamento palo	-	palo lungo	-

PALO SINGOLO - PALO LUNGO			
Numero di verticali di indagine indagate	n	2,00	-
Fattore di sicurezza in funzione delle indagini	ξ_{34}	1,55	-
Sforzo orizzontale massimo resistente	H_{max}	139,17	kN
Sforzo orizzontale massimo resistente caratteristico	$H_{max,ck}$	89,78	kN
Fattore di sicurezza per resistenza laterale (R3)	$\gamma_{R,l}$	1,30	-
Sforzo orizzontale massimo resistente di progetto	$H_{max,Rd}$	69,06	kN
Sforzo orizzontale agente	V_{Ed}	36,44	kN
Verifica di capacità portante palo	FS_t	**0,53**	-

- SPALLA 1 – SLV

VERIFICA DI CAPACITÁ PORTANTE DEL PALO SINGOLO: DRENATA			
Calcolo dei parametri per la verifica di capacità portante			
Peso di volume	γ	19,00	kN/m^2
Considerare falda?		NO	
Peso di volume immerso	γ'	19,00	kN/m^3
Diametro palo	D	0,30	m
Coesione efficace	c'	0,00	kPa
Angolo d'attrito	ϕ	30,00	°
Coefficiente di spinta passiva	K_p	3,00	-
Lunghezza palo	L	12,00	m
Momento massimo agente	M_{max}	29548,80	kNm
Momento di plasticizzazione palo	M_y	108,00	kNm
Comportamento palo	-	palo lungo	-

PALO SINGOLO - PALO LUNGO			
Numero di verticali di indagine indagate	n	2,00	-
Fattore di sicurezza in funzione delle indagini	ξ_{34}	1,55	-
Sforzo orizzontale massimo resistente	H_{max}	139,17	kN
Sforzo orizzontale massimo resistente caratteristico	$H_{max,ck}$	89,78	kN
Fattore di sicurezza per resistenza laterale (R3)	$\gamma_{R,l}$	1,30	-
Sforzo orizzontale massimo resistente di progetto	$H_{max,Rd}$	69,06	kN
Sforzo orizzontale agente	V_{Ed}	55,31	kN
Verifica di capacità portante palo	FS_t	**0,80**	-

- SPALLA 2 - SLU

VERIFICA DI CAPACITÁ PORTANTE DEL PALO SINGOLO: DRENATA			
Calcolo dei parametri per la verifica di capacità portante			
Peso di volume	γ	19,00	kN/m^2
Considerare falda?		NO	
Peso di volume immerso	γ'	19,00	kN/m^3
Diametro palo	D	0,30	m
Coesione efficace	c'	0,00	kPa
Angolo d'attrito	ϕ	30,00	°
Coefficiente di spinta passiva	K_p	3,00	-
Lunghezza palo	L	9,00	m
Momento massimo agente	M_{max}	12465,90	kNm
Momento di plasticizzazione palo	M_y	108,00	kNm
Comportamento palo	-	palo lungo	-

PALO SINGOLO - PALO LUNGO			
Numero di verticali di indagine indagate	n	2,00	-
Fattore di sicurezza in funzione delle indagini	ξ_4	1,55	-
Sforzo orizzontale massimo resistente	H_{max}	139,17	kN
Sforzo orizzontale massimo resistente caratteristico	$H_{max,ck}$	89,78	kN
Fattore di sicurezza per resistenza laterale (R3)	$\gamma_{R,l}$	1,30	-
Sforzo orizzontale massimo resistente di progetto	$H_{max,Rd}$	69,06	kN
Sforzo orizzontale agente	V_{Ed}	36,63	kN
Verifica di capacità portante palo	FS_t	**0,53**	-

- SPALLA 2 – SLV

VERIFICA DI CAPACITÁ PORTANTE DEL PALO SINGOLO: DRENATA			
Calcolo dei parametri per la verifica di capacità portante			
Peso di volume	γ	19,00	kN/m^2
Considerare falda?		NO	
Peso di volume immerso	γ'	19,00	kN/m^3
Diametro palo	D	0,30	m
Coesione efficace	c'	0,00	kPa
Angolo d'attrito	ϕ	30,00	°
Coefficiente di spinta passiva	K_p	3,00	-
Lunghezza palo	L	9,00	m
Momento massimo agente	M_{max}	12465,90	kNm
Momento di plasticizzazione palo	M_y	108,00	kNm
Comportamento palo	-	palo lungo	-

PALO SINGOLO - PALO LUNGO			
Numero di verticali di indagine indagate	n	2,00	-
Fattore di sicurezza in funzione delle indagini	ξ_4	1,55	-
Sforzo orizzontale massimo resistente	H_{max}	139,17	kN
Sforzo orizzontale massimo resistente caratteristico	$H_{max,ck}$	89,78	kN
Fattore di sicurezza per resistenza laterale (R3)	$\gamma_{R,l}$	1,30	-
Sforzo orizzontale massimo resistente di progetto	$H_{max,Rd}$	69,06	kN
Sforzo orizzontale agente	V_{Ed}	53,91	kN
Verifica di capacità portante palo	FS_t	**0,78**	-

18.3.4.3 VERIFICHE STRUTTURALI MICROPALI

- SPALLA 1

Si riportano i risultati ottenuti:

VERIFICHE DI RESISTENZA E STABILITA' PER PROFILI CAVI A SEZIONE CIRCOLARE

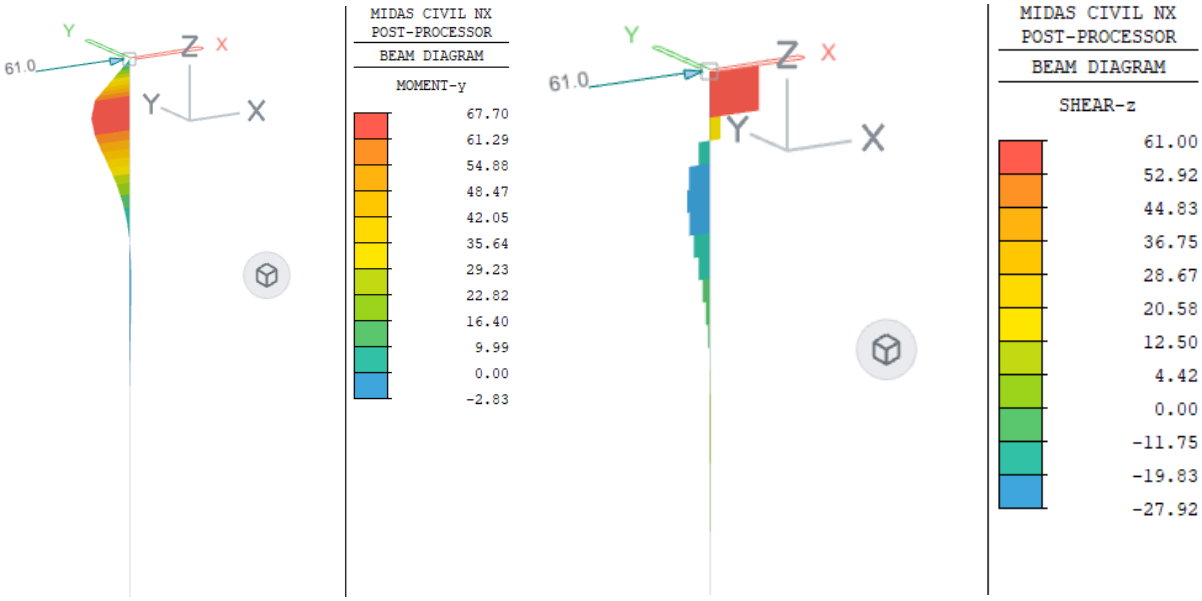
Dati INPUT			Dati OUTPUT										
Caratteristiche acciaio			**Dati geometrici**										
Qualità acciaio:	UNI EN 10210 S 355 H		Diametro esterno	Spessore	Classe della sezione	Area sezione trasversale	Momento inerzia	Raggio giratore inerzia	Modulo resistente elastico	Modulo resistente plastico	massa per unità di lunghezza	Superf. per unità di lunghezza	Lunghezza per tonnellata
f_{yk} =	355	[Mpa]	D	T		A	I	i	Wel	Wpl	M	As	L/1t
f_{tk} =	510	[Mpa]	[mm]	[mm]	1	[cm^2]	[cm^4]	[cm]	[cm^3]	[cm^3]	[kg/m]	[m^2/m]	[m]
			193,7	8,0		46,67	2015,54	6,57	208,11	276,05	36,64	0,61	27,29
Geometria sezione			**Verifiche secondo NTC2018 - §4.2**										
D =	193,7	[mm]	Verifica a trazione (4.2.4.1.2.1)				$N_{pl,Rd}$ =	1577,94		N_{Ed} / $N_{pl,R}$ =	0,00		verifica soddisfatta
t =	8,0	[mm]	Verifica a compressione (4.2.4.1.2.2)				$N_{c,Rd}$ =	1577,94		N_{Ed} / $N_{c,Rd}$ =	0,00		verifica soddisfatta
Lunghezza e vincoli asta			Verifica a flessione retta (4.2.4.1.2.3 - 4.2.4.1.2.6)				$M_{c,Rd}$ =	93,33		$M_{y,Ed}$ / $M_{c,Rd}$ =	0,00		verifica soddisfatta
L =	1,00	[m]											
β =	1,00	[-]	Verifica a taglio (4.2.4.1.2.4)				$V_{c,Rd}$ =	579,98		V_{Ed} / $V_{c,Rd}$ =	0,10		verifica soddisfatta
Sollecitazioni agenti			Verifica a presso/tenso-flessione retta (4.2.4.1.2.7 - 4.2.4.1.2.9)		Sez. Classe 1-2		$M_{N,Rd}$ =	93,33		M_{Ed} / $M_{N,Rd}$ =	0,00		verifica soddisfatta
N_{Ed} =	0,00	[kN]			Sez. Classe 3		$\lvert\sigma_{x,Ed}\rvert$ =			f_{yd} =			
V_{Ed} =	55,31	[kN]	Verifica stabilità membrature compresse (4.2.4.1.3.1)				$N_{b,Rd}$ =	1577,94		N_{Ed} / $N_{b,Rd}$ =	0,00		verifica soddisfatta
$M_{y,Ed}$ =	0,00	[kNm]	Verifica stabilità membrature presso-inflesse (4.2.4.1.3.3)				$\frac{N_{Ed}\cdot\gamma_{M1}}{\chi_{min}\cdot f_{yk}\cdot A}+\frac{M_{yeq,Ed}\cdot\gamma_{M1}}{f_{yk}\cdot W_y\cdot\left(1-\frac{N_{Ed}}{N_{cr,y}}\right)}+\frac{M_{zeq,Ed}\cdot\gamma_{M1}}{f_{yk}\cdot W_z\cdot\left(1-\frac{N_{Ed}}{N_{cr,z}}\right)}$ =		0,00		verifica soddisfatta
ψ =	0,00												

- PILA 1

Come già evidenziato, per i micropali delle pile la verifica secondo il metodo di Broms non risulta rappresentativa del reale comportamento strutturale del sistema palo–muratura e non è pertanto stata adottata ai fini del dimensionamento.

Per la valutazione delle sollecitazioni indotte dalle azioni trasversali è stato quindi sviluppato un modello agli elementi finiti mediante il software Strauss, applicando in testa al micropalo il valore massimo del taglio di progetto. L'analisi ha consentito di determinare la distribuzione delle sollecitazioni lungo l'elemento e di individuare le corrispondenti azioni interne.

Si riportano di seguito i risultati ottenuti in termini di momento flettente e taglio.

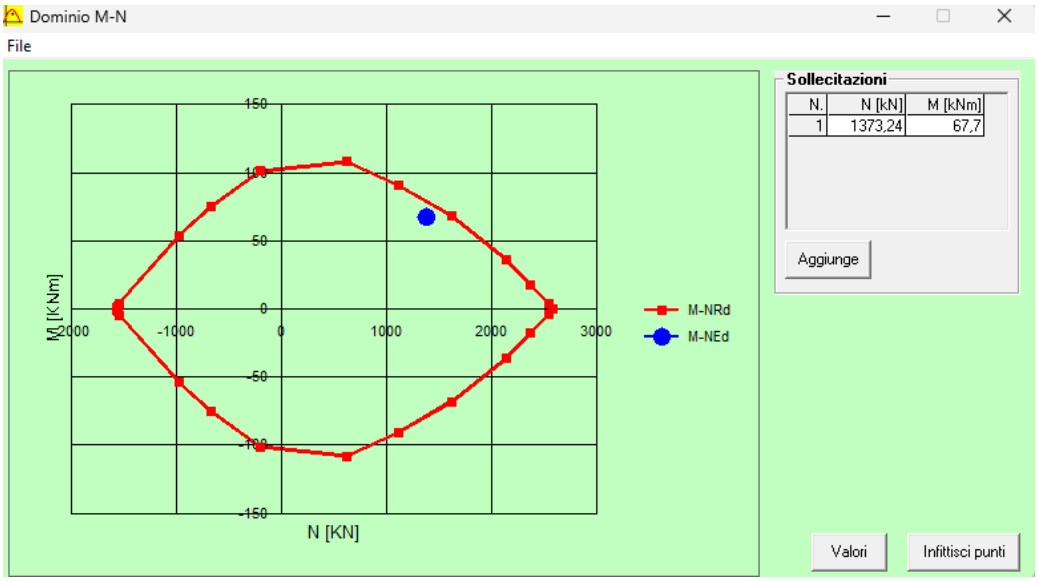


E i risultati delle verifiche:

VERIFICHE DI RESISTENZA E STABILITA' PER PROFILI CAVI A SEZIONE CIRCOLARE

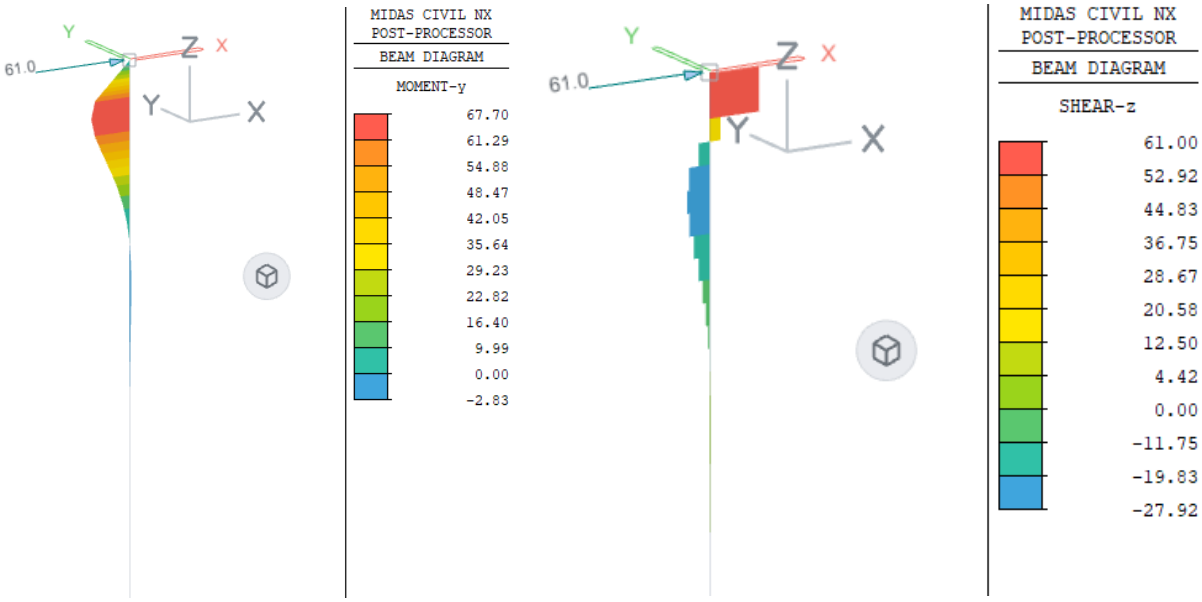
Dati INPUT			Dati OUTPUT									
Caratteristiche acciaio			**Dati geometrici**									
Qualità acciaio:	UNI EN 10210 S 355 H		Diametro esterno	Spessore	Classe della sezione	Area sezione trasversale	Momento inerzia	Raggio giratore inerzia	Modulo resistente elastico	Modulo resistente plastico	massa per unità di lunghezza	Superf. per unità di lunghezza	Lunghezza per tonnellata
f_{yk} =	355	[Mpa]	D	T		A	I	i	Wel	Wpl	M	As	L/1t
f_{tk} =	510	[Mpa]	[mm]	[mm]	1	[cm²]	[cm⁴]	[cm]	[cm³]	[cm³]	[kg/m]	[m²/m]	[m]
			193,7	8,0		46,67	2015,54	6,57	208,11	276,05	36,64	0,61	27,29
Geometria sezione			**Verifiche secondo NTC2018 - §4.2**										
D =	193,7	[mm]	Verifica a trazione (4.2.4.1.2.1)				$N_{pl,Rd}$ =	1577,94		N_{Ed} / $N_{pl,R}$ =	0,00	verifica soddisfatta	
t =	8,0	[mm]	Verifica a compressione (4.2.4.1.2.2)				$N_{c,Rd}$ =	1577,94		N_{Ed} / $N_{c,Rd}$ =	0,00	verifica soddisfatta	
Lunghezza e vincoli asta			Verifica a flessione retta (4.2.4.1.2.3 - 4.2.4.1.2.6)				$M_{c,Rd}$ =	93,33		$M_{y,Ed}$ / $M_{c,Rd}$ =	0,00	verifica soddisfatta	
L =	1,00	[m]											
β =	1,00	[-]	Verifica a taglio (4.2.4.1.2.4)				$V_{c,Rd}$ =	579,98		V_{Ed} / $V_{c,Rd}$ =	0,11	verifica soddisfatta	
Sollecitazioni agenti			Verifica a presso/tenso-flessione retta (4.2.4.1.2.7 - 4.2.4.1.2.9)		Sez. Classe 1-2		$M_{N,Rd}$ =	93,33		M_{Ed} / $M_{N,Rd}$ =	0,00	verifica soddisfatta	
N_{Ed} =	0,00	[kN]			Sez. Classe 3		$\lvert\sigma_{x,Ed}\rvert$ =			f_{yd} =			
V_{Ed} =	61,00	[kN]	Verifica stabilità membrature compresse (4.2.4.1.3.1)				$N_{b,Rd}$ =	1577,94		N_{Ed} / $N_{b,Rd}$ =	0,00	verifica soddisfatta	
$M_{y,Ed}$ =	0,00	[kNm]	Verifica stabilità membrature presso-inflesse (4.2.4.1.3.3)				$\frac{N_{Ed}\cdot\gamma_{M1}}{\chi_{min}\cdot f_{yk}\cdot A}+\frac{M_{yeq,Ed}\cdot\gamma_{M1}}{f_{yk}\cdot W_y\cdot\left(1-\frac{N_{Ed}}{N_{cr,y}}\right)}+\frac{M_{zeq,Ed}\cdot\gamma_{M1}}{f_{yk}\cdot W_z\cdot\left(1-\frac{N_{Ed}}{N_{cr,z}}\right)}$ =			0,00	verifica soddisfatta	
ψ =	0,00												

Fondazione Promozione Acciaio — CRESCE L'ACCIAIO, CRESCE IL PAESE.



- PILA 2

Come per la pila 1, si riportano di seguito i risultati ottenuti in termini di momento flettente e taglio.

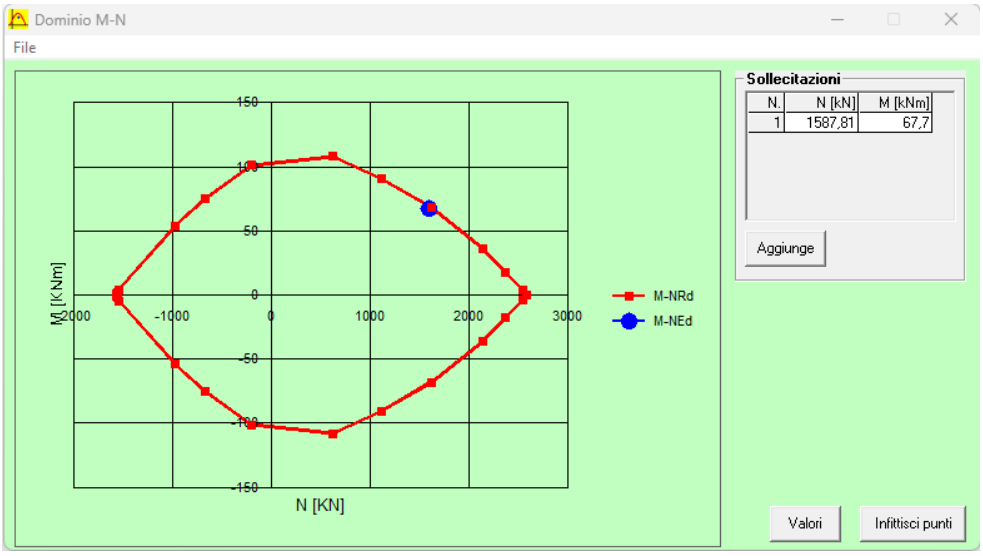


E i risultati delle verifiche:

VERIFICHE DI RESISTENZA E STABILITA' PER PROFILI CAVI A SEZIONE CIRCOLARE

Dati INPUT			Dati OUTPUT									
Caratteristiche acciaio			**Dati geometrici**									
Qualità acciaio:	UNI EN 10210 S 355 H		Diametro esterno	Spessore	Classe della sezione	Area sezione trasversale	Momento inerzia	Raggio giratore inerzia	Modulo resistente elastico	Modulo resistente plastico	massa per unità di lunghezza	Superf. per unità di lunghezza	Lunghezza per tonnellata
f_{yk} =	355	[Mpa]	D	T		A	I	i	Wel	Wpl	M	As	L/1t
f_{tk} =	510	[Mpa]	[mm]	[mm]	1	[cm^2]	[cm^4]	[cm]	[cm^3]	[cm^3]	[kg/m]	[m^2/m]	[m]
			193,7	8,0		46,67	2015,54	6,57	208,11	276,05	36,64	0,61	27,29
Geometria sezione			**Verifiche secondo NTC2018 - §4.2**										
D =	193,7	[mm]	Verifica a trazione (4.2.4.1.2.1)				$N_{pl,Rd}$ =	1577,94		N_{Ed} / $N_{pl,R}$ =	0,00	verifica soddisfatta	
t =	8,0	[mm]	Verifica a compressione (4.2.4.1.2.2)				$N_{c,Rd}$ =	1577,94		N_{Ed} / $N_{c,Rd}$ =	0,00	verifica soddisfatta	
Lunghezza e vincoli asta			Verifica a flessione retta (4.2.4.1.2.3 - 4.2.4.1.2.6)				$M_{c,Rd}$ =	93,33		$M_{y,Ed}$ / $M_{c,Rd}$ =	0,00	verifica soddisfatta	
L =	1,00	[m]											
β =	1,00	[-]	Verifica a taglio (4.2.4.1.2.4)				$V_{c,Rd}$ =	579,98		V_{Ed} / $V_{c,Rd}$ =	0,11	verifica soddisfatta	
Sollecitazioni agenti			Verifica a presso/tenso-flessione retta (4.2.4.1.2.7 - 4.2.4.1.2.9)		Sez. Classe 1-2		$M_{N,Rd}$ =	93,33		M_{Ed} / $M_{N,Rd}$ =	0,00	verifica soddisfatta	
N_{Ed} =	0,00	[kN]			Sez. Classe 3		$\lvert\sigma_{x,Ed}\rvert$ =			f_{yd} =			
V_{Ed} =	61,00	[kN]	Verifica stabilità membrature compresse (4.2.4.1.3.1)				$N_{b,Rd}$ =	1577,94		N_{Ed} / $N_{b,Rd}$ =	0,00	verifica soddisfatta	
$M_{y,Ed}$ =	0,00	[kNm]	Verifica stabilità membrature presso-inflesse (4.2.4.1.3.3)				$\frac{N_{Ed}\cdot\gamma_{M1}}{\chi_{min}\cdot f_{yk}\cdot A}+\frac{M_{yeq,Ed}\cdot\gamma_{M1}}{f_{yk}\cdot W_y\cdot\left(1-\frac{N_{Ed}}{N_{cr,y}}\right)}+\frac{M_{zeq,Ed}\cdot\gamma_{M1}}{f_{yk}\cdot W_z\cdot\left(1-\frac{N_{Ed}}{N_{cr,z}}\right)}$ =		0,00	verifica soddisfatta	
ψ =	0,00												

Fondazione Promozione Acciaio – CRESCE L'ACCIAIO, CRESCE IL PAESE.



- SPALLA 2

Si riportano i risultati ottenuti:

VERIFICHE DI RESISTENZA E STABILITA' PER PROFILI CAVI A SEZIONE CIRCOLARE

Dati INPUT			Dati OUTPUT									
Caratteristiche acciaio			**Dati geometrici**									
Qualità acciaio:	UNI EN 10210 S 355 H		Diametro esterno	Spessore	Classe della sezione	Area sezione trasversale	Momento inerzia	Raggio giratore inerzia	Modulo resistente elastico	Modulo resistente plastico	massa per unità di lunghezza	Superf. per unità di lunghezza	Lunghezza per tonnellata
f_{yk} =	355	[Mpa]	D	T		A	I	i	Wel	Wpl	M	As	L/1t
f_{tk} =	510	[Mpa]	[mm]	[mm]	1	[cm^2]	[cm^4]	[cm]	[cm^3]	[cm^3]	[kg/m]	[m^2/m]	[m]
			193,7	8,0		46,67	2015,54	6,57	208,11	276,05	36,64	0,61	27,29
Geometria sezione			**Verifiche secondo NTC2018 - §4.2**										
D =	193,7	[mm]	Verifica a trazione (4.2.4.1.2.1)				$N_{pl,Rd}$ =	1577,94		N_{Ed} / $N_{pl,R}$ =	0,00	verifica soddisfatta	
t =	8,0	[mm]	Verifica a compressione (4.2.4.1.2.2)				$N_{c,Rd}$ =	1577,94		N_{Ed} / $N_{c,Rd}$ =	0,00	verifica soddisfatta	
Lunghezza e vincoli asta			Verifica a flessione retta (4.2.4.1.2.3 - 4.2.4.1.2.6)				$M_{c,Rd}$ =	93,33		$M_{y,Ed}$ / $M_{c,Rd}$ =	0,00	verifica soddisfatta	
L =	1,00	[m]											
β =	1,00	[-]	Verifica a taglio (4.2.4.1.2.4)				$V_{c,Rd}$ =	579,98		V_{Ed} / $V_{c,Rd}$ =	0,09	verifica soddisfatta	
Sollecitazioni agenti			Verifica a presso/tenso-flessione retta (4.2.4.1.2.7 - 4.2.4.1.2.9)		Sez. Classe 1-2		$M_{N,Rd}$ =	93,33		M_{Ed} / $M_{N,Rd}$ =	0,00	verifica soddisfatta	
N_{Ed} =	0,00	[kN]			Sez. Classe 3		$\lvert\sigma_{x,Ed}\rvert$ =			f_{yd} =			
V_{Ed} =	53,91	[kN]	Verifica stabilità membrature compresse (4.2.4.1.3.1)				$N_{b,Rd}$ =	1577,94		N_{Ed} / $N_{b,Rd}$ =	0,00	verifica soddisfatta	
$M_{y,Ed}$ =	0,00	[kNm]	Verifica stabilità membrature presso-inflesse (4.2.4.1.3.3)				$\frac{N_{Ed}\cdot\gamma_{M1}}{\chi_{min}\cdot f_{yk}\cdot A}+\frac{M_{yeq,Ed}\cdot\gamma_{M1}}{f_{yk}\cdot W_y\cdot\left(1-\frac{N_{Ed}}{N_{cr,y}}\right)}+\frac{M_{zeq,Ed}\cdot\gamma_{M1}}{f_{yk}\cdot W_z\cdot\left(1-\frac{N_{Ed}}{N_{cr,z}}\right)}$ =		0,00	verifica soddisfatta	
ψ =	0,00												

Fondazione Promozione Acciaio – CRESCE L'ACCIAIO, CRESCE IL PAESE.

18.3.4.4 DIMENSIONAMENTO ARMATURE PARAGHIAIA E FONDAZIONE SPALLE

Come evidenziato nelle figure seguenti, l'altezza del paraghiaia risulta variabile lungo lo sviluppo dell'opera. Ai fini del dimensionamento è stata pertanto assunta un'altezza media pari a 1,00 m.

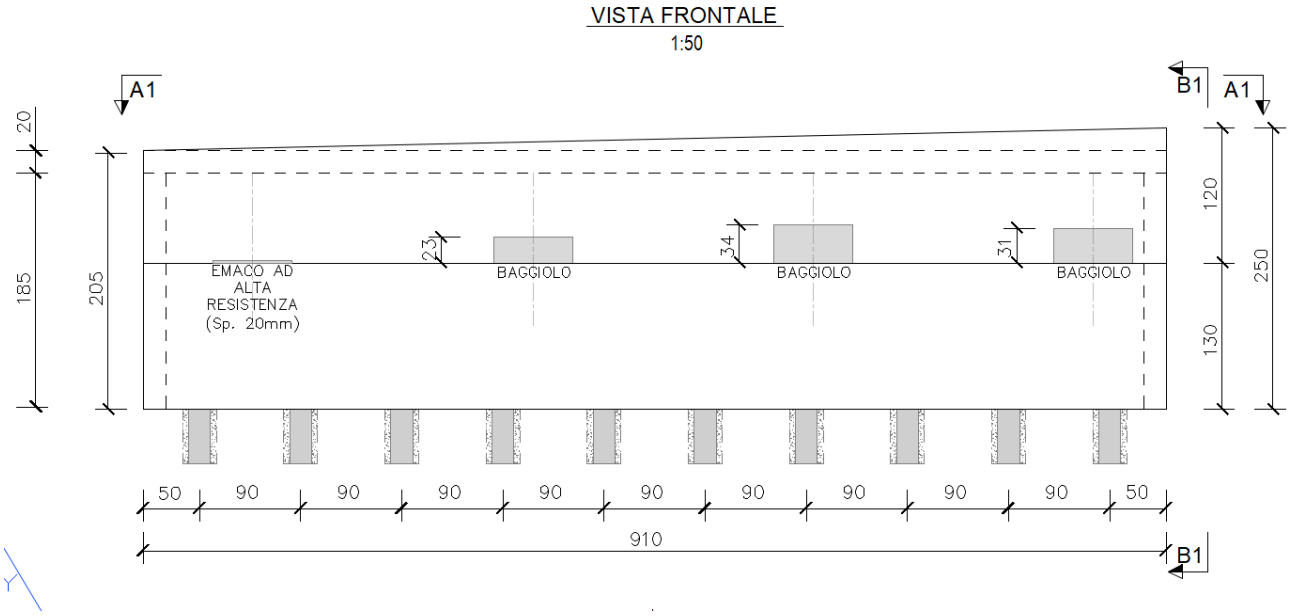


Figura 18.8: spalla 1

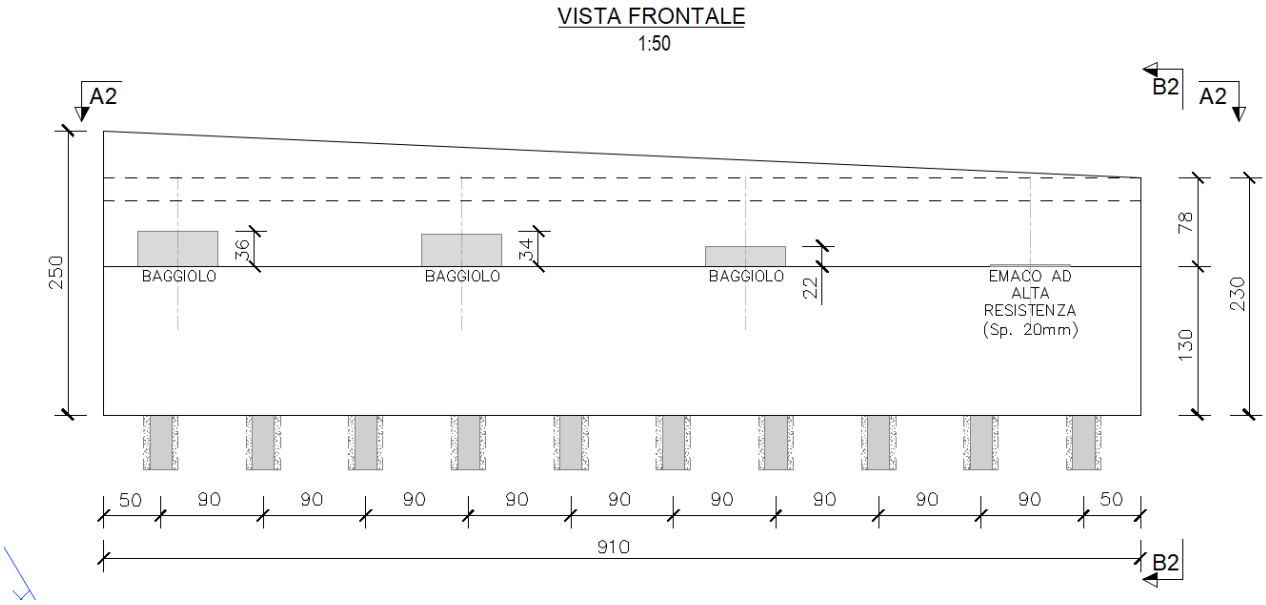


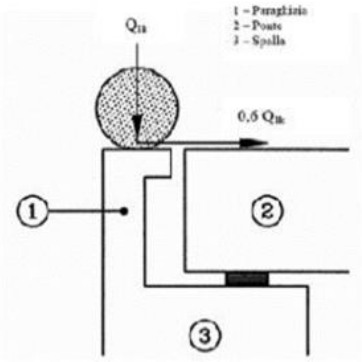
Figura 18.9: spalla 2

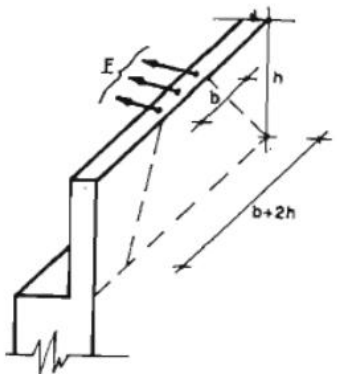
Per il dimensionamento del paraghiaia è necessario determinare le azioni agenti.

In accordo al paragrafo C5.1.3.3.5.2. si considera l'effetto del frenamento da traffico sul paraghiaia. Tale azione viene assunta pari ad un carico verticale Q_{1k} = 300kN e un carico orizzontale pari al 60% di quello verticale, entrambi applicati in testa al muro paraghiaia.

Tale carico è ripartito su una larghezza equivalente all'interasse del mezzo (2.0m) in testa al muro, che equivale ad una lunghezza pari a 4,00m alla base del muro paraghiaia assumendo una distribuzione dei carichi a 45° e un'altezza del muro paraghiaia (1,70m).

Al fine di inserire il carico all'interno del foglio di calcolo, il quale non ammette condizioni di carico locali, ma esclusivamente ripartite sull'intera lunghezza di fondazione, si è distribuito il carico da frenamento sulla lunghezza di 4,00m, così da ottenere le medesime sollecitazioni massime alla base del muro paraghiaia.





Si ottengono i seguenti risultati:

Spinta terreno		
γ	19	*kN/m 3*
H	1,00	*m*
φ	30	*°*
k0	0,50	
Spinta terreno_k	4,46	*KN/m*
Spinta terreno_d	5,80	*KN/m*
braccio	0,33	*m*
Momento_k	1,49	*kNm/m*

Sovraccarico traffico		
q_traffico	20,00	*KN/m 2*
Spinta traffico_k	10,00	*KN/m*
Spinta traffico_d	15,00	*KN/m*
braccio	0,50	*m*
Momento_k	5,00	*kNm/m*

Frenamento paraghiaia		
F	45,00	*KN/m*
braccio	1,00	*m*
Momento_k	45,00	*kNm/m*

COMBINAZIONE SLU - FRENAMENTO (D)

coefficienti	γ	ψ	comb.	Momento_d (kNm/m)	Taglio_d (KN/m)
spinta terre	1,3	1	1,3	1,93	5,80
traffico sponda	1,5	0,75	1,125	5,63	11,25
frenamento	1,35	1	1,35	60,75	60,75
			somma	**68,31**	**77,80**

COMBINAZIONE SLE RARA - FRENAMENTO (D)

coefficienti	γ	ψ	comb.	Momento_d (kNm/m)	Taglio_d (KN/m)
spinta terre	1	1	1	1,49	4,46
traffico sponda	1	0,75	0,75	3,75	7,50
frenamento	1	1	1	45,00	45,00
			somma	**50,24**	**56,96**

COMBINAZIONE SLE FREQ - FRENAMENTO (D)

coefficienti	γ	ψ	comb.	Momento_d (kNm/m)	Taglio_d (KN/m)
spinta terre	1	1	1	1,49	4,46
traffico sponda	1	0	0	0,00	0,00
frenamento	1	0,75	0,75	33,75	33,75
			somma	**35,24**	**38,21**

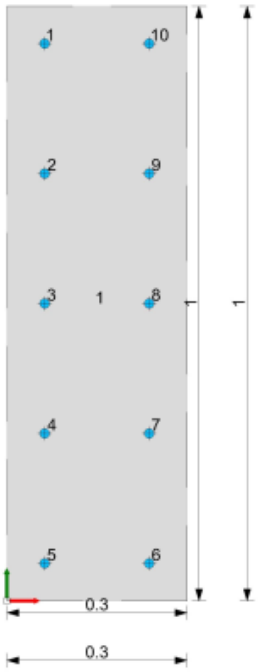
COMBINAZIONE SLE Q.PERM - FRENAMENTO (D)

coefficienti	γ	ψ	comb.	Momento_d (kNm/m)	Taglio_d (KN/m)
spinta terre	1	1	1	1,49	4,46
traffico sponda	1	0	0	0,00	0,00
frenamento	1	0	0	0,00	0,00
			somma	**1,49**	**4,46**

Si riportano in seguito le verifiche SLU e SLE considerando un'armatura di ø16/20 su entrambe le facce del paraghiaia.

Verifica sezione c.a. condotta secondo D.M. 17-01-18 (N.T.C.).

Geometria



Sezioni

N°	Descrizione	Tipo	Angolo	X	Y	Posizione p.i.	Materiale	Curva	ε0	χx	χy
1		generica					1	1, 2, 3, 4	0	0	0

Sezione n. 1:

Poligono pieno n. 1

Ind.vertice	X	Y	Copriferro
1	0	0	0.055
2	0.3	0	0.055
3	0.3	1	0.055
4	0	1	0.055

Barre di armatura

N°	Diametro (mm)	X	Y	ε0	Materiale	Curva	Svincolata
1	16	0.063	0.937	0	2	5, 6, 7, 8	No
2	16	0.063	0.7185	0	2	5, 6, 7, 8	No
3	16	0.063	0.5	0	2	5, 6, 7, 8	No
4	16	0.063	0.2815	0	2	5, 6, 7, 8	No
5	16	0.063	0.063	0	2	5, 6, 7, 8	No
6	16	0.237	0.063	0	2	5, 6, 7, 8	No
7	16	0.237	0.2815	0	2	5, 6, 7, 8	No
8	16	0.237	0.5	0	2	5, 6, 7, 8	No
9	16	0.237	0.7185	0	2	5, 6, 7, 8	No
10	16	0.237	0.937	0	2	5, 6, 7, 8	No

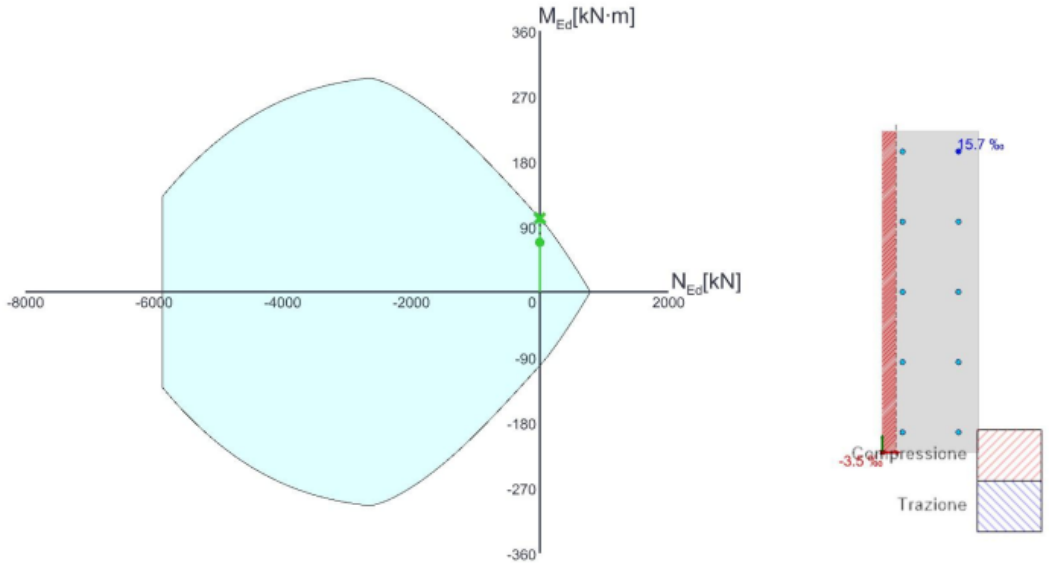
Materiali

N°	Descrizione	E	Rck	fy(s<=40 mm)	fy(s>40 mm)	fyk
1	C35/45	34625485	45000			
2	B450C	206000000				450000

Azioni

Descrizione	MEd,x	MEd,y	NEd	VEd,x	VEd,y
SLU 1	0	68.31	0	77.8	0
SLE rara 1	0	50.24	0	56.96	0
SLE frequente 1	0	35.24	0	38.21	0
SLE QP 1	0	1.49	0	4.46	0

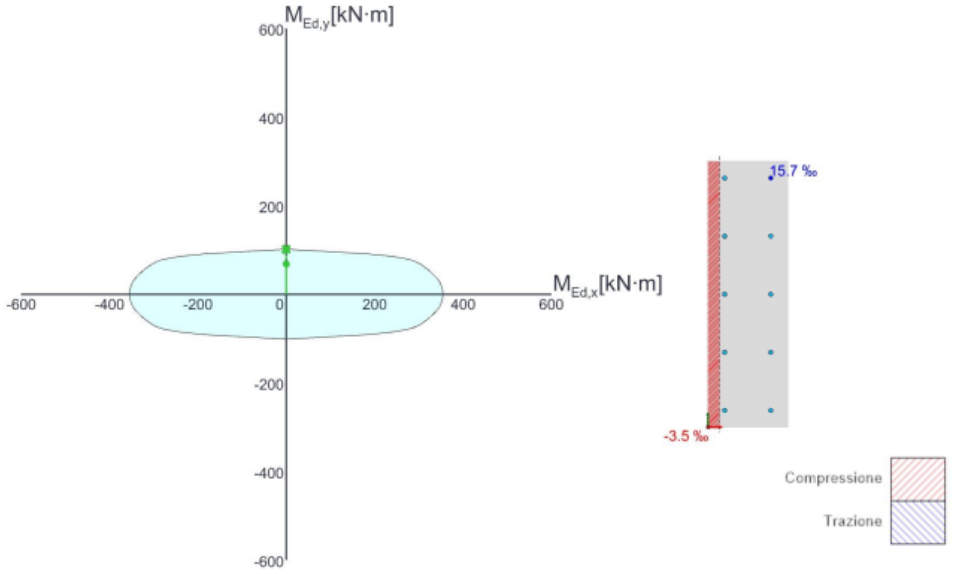
Verifica pressoflessione M/N costante NTC18 §4.1.2.3.4.2



Verifica pressoflessione M/N costante SLU 1

Comb.	Mx,Ed verifica	My,Ed verifica	MEd verifica	NEd	MxRd	MyRd	MRd	NRd	ε0	χx	χy	c.sic.	Verifica
SLU 1	0	68.31	68.31	0	0	101.5345	101.5345	0	-0.0034621	0	-0.080876	1.4864	SI

Verifica pressoflessione N costante NTC18 §4.1.2.3.4.2



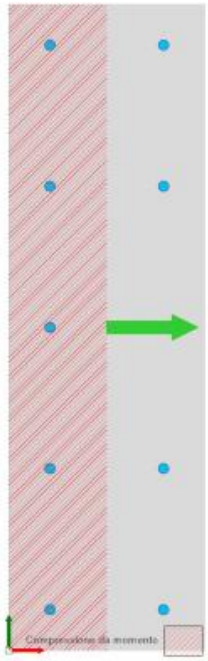
Verifica pressoflessione N costante SLU 1

Comb.	Mx,Ed verifica	My,Ed verifica	NEd	MxRd	MyRd	NRd	ε0	χx	χy	c.sic.	Verifica
SLU 1	0	68.31	0	0	101.5345	0	-0.0034621	0	-0.080876	1.4864	SI

Comb.	Duttilità deviata								
	μφ	φu	φyd	φ'yd,x	φ'yd,y	MxRd,u	MyRd,u	MxRd,Y	MyRd,Y
SLU 1	6.221	0.080876	0.013	0	-0.010867	0	101.5345	0	84.877

Comb.	Duttilità retta m							Duttilità retta n						
	μφ	φu	φyd	φ'yd	α	MRd,u	MRd,Y	μφ	φu	φyd	φ'yd	α	MRd,u	MRd,Y
SLU 1								6.221	0.080876	0.013	-0.010867	90	-101.5345	-84.877

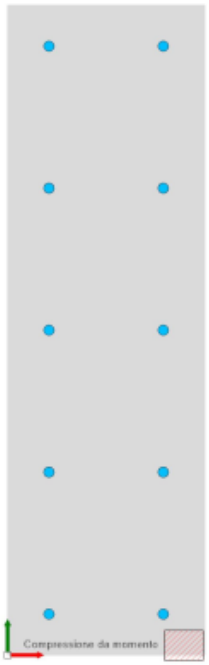
Verifica SLU taglio X D.M. 17-01-18 (N.T.C.) §4.1.2.3.5



Verifica SLU taglio SLU 1

Comb.	Vx,Ed	My,Ed verifica	NEd	d	bw	Asl	ctgθ	σcp	Asw/s	fywk	fck,min	Vrd,c	Vrsd	Vrcd	VRd	c.sic.	Verifica
SLU 1	77.8	68.31	0	0.237	1	0.001005	2.5	0	0		37350	137.05	0	778.36	137.05	1.7615	Si

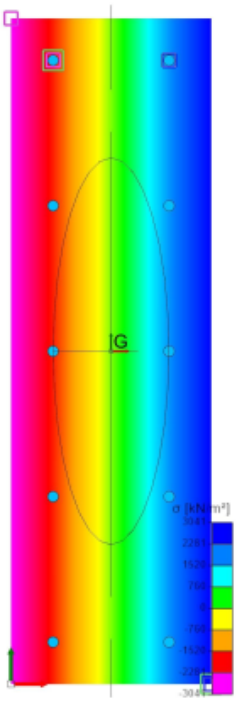
Verifica SLU taglio Y D.M. 17-01-18 (N.T.C.) §4.1.2.3.5



Verifica SLU taglio SLU 1

Comb.	Vy,Ed	Mx,Ed verifica	NEd	d	bw	Asl	ctgθ	σcp	Asw/s	fywk	fck,min	Vrd,c	Vrsd	Vrcd	VRd	c.sic.	Verifica
SLU 1	0	0	0	0.7622	0.3	0.001005	2.5	0	0		37350	105.47	0	750.97	105.47	10000000	Si

Verifica SLE tensioni D.M. 17-01-18 (N.T.C.) §4.1.2.2.5



Verifica SLE tensioni SLE rara 1

Comb.	Mx,Ed verifica	My,Ed verifica	NEd	σc,verifica	σc,limite	σ,barre verifica	σ,barre limite	ε0	χx	χy	c.sic.	Verifica
SLE rara 1	0	50.24	0	3041	22410	-26455	360000	-0.0002214	0	-0.001476	7.3697	SI
SLE QP 1	0	1.49	0	90	16808			-0.0000066	0	-0.000044	186.3697	SI
SLE frequente 1	0	35.24	0					-0.0001553	0	-0.001035	10000000	SI

Comb.	σ,max	σ,min	ε,max	ε,min	σ,max,barre	σ,min,barre	ε,max,barre	ε,min,barre
SLE rara 1	3041	-3041	0.0002214	-0.0002214	26455	-26455	0.0001284	-0.0001284
SLE QP 1	90	-90	0.0000066	-0.0000066	785	-785	0.0000038	-0.0000038
SLE frequente 1	2133	-2133	0.0001553	-0.0001553	18557	-18557	0.0000901	-0.0000901

Caratteristiche geometriche sezione eventualmente fessurata D.M. 17-01-18 (N.T.C.) §4.1.2.2.5

Comb.	E	xGid	yGid	A,id	Jx,id	Jy,id	Jxy,id	α x-m	Jm,id	Jn,id	im,id	in,id
SLE rara 1	13733333	0.15	0.5	0.330159	0.0278797447	0.0024782757	0	0	0.0278797447	0.0024782757	0.2906	0.0866
SLE QP 1	13733333	0.15	0.5	0.330159	0.0278797447	0.0024782757	0	0	0.0278797447	0.0024782757	0.2906	0.0866
SLE frequente 1	13733333	0.15	0.5	0.330159	0.0278797447	0.0024782757	0	0	0.0278797447	0.0024782757	0.2906	0.0866

Verifica SLE apertura di fessure NTC18 §4.1.2.2.4



Verifica SLE apertura di fessure SLE frequente 1

Comb.	Mx,Ed verifica	My,Ed verifica	NEd	w,max	w,limite	εSM	SR	w	Impossibile valutazione	c.sic.	Verifica
SLE frequente 1	0	35.24	0	0	0.0003	0	0	0		10000000	SI
SLE QP 1	0	1.49	0	0	0.0002	0	0	0		10000000	SI

Per il dimensionamento delle armature della fondazione della spalla si usano le formule di armatura minima.

- Armatura a flessione

Si riportano a seguire i dati necessari:

Base = 1000 mm
Altezza totale = 1300 mm
Copriferro nominale = 55 mm
Classe calcestruzzo = C35/45
Resistenza caratteristica cilindrica = 35 Mpa
Resistenza media a trazione = 3.21 Mpa
Classe acciaio = B450C
Resistenza caratteristica = 450 MPa

In conformità al §9.2.1 dell'EC2 e al §4.1.6.1.1 delle NTC 2018, l'area minima di armatura tesa è determinata come il massimo tra i valori forniti dalle seguenti espressioni:

$A_{s,min} = 0.26 \times (f_{ctm} / f_{yk}) \times b \times d = 0.26 \times (3.21 / 450) \times 1000 \times 1218 = 2268\ mm^2$

$A_{s,min} = 0.0013 \times b \times d = 0.0013 \times 1000 \times 1218 = 1583\ mm^2$

Mentre il limite massimo risulta:

$A_{s,max} = 0.04 \times b \times h = 0.04 \times 1000 \times 1300 = 52\,000\ mm^2$

L'armatura a flessione risulta pari a 5 Ø 26 che forniscono un'area di 2655 mm², la verifica risulta soddisfatta.

- Armatura a taglio

In conformità al §9.2.2 dell'EC2 e al §4.1.6.1.2 delle NTC 2018, il rapporto minimo di armatura trasversale è definito come:

$\rho_{w,min} = 0.08 \times \sqrt{f_{ck}} / f_{yk} = 0.08 \times \sqrt{35} / 450 = 0.001052$

L'area minima di armatura trasversale per unità di lunghezza risulta:

$A_{sw} / s \geq \rho_{w,min} \times b_w = 0.001052 \times 1000 = 1.052\ mm^2/mm$

Il passo massimo delle staffe è limitato da:

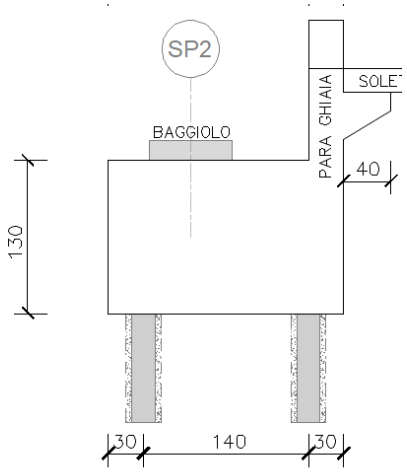
$s_{max} = \min(0.75 \times d\ ;\ 300\ mm) = \min(0.75 \times 1218\ ;\ 300) = 300\ mm$

Si dispongono cavalloti Ø 12 disposti con maglia 200x400mm

Adottando un passo s = 200 mm, l'area minima richiesta risulta:

$A_{sw,min} = 1.052 \times 200 = 210\ mm^2$

Con la disposizione scelta i cavallotti forniscono un'area di 226 mm², la verifica risulta soddisfatta.



19 VERIFICHE SUL SISTEMA VOLTATO

La presente relazione di calcolo ha lo scopo di descrivere il comportamento strutturale dell'opera a seguito della realizzazione del nuovo impalcato e della conseguente ridistribuzione dei carichi. In particolare, una volta completata la costruzione dell'impalcato, i carichi derivanti dal traffico risultano trasferiti e gestiti in modo indipendente rispetto alle arcate sottostanti. Tale configurazione comporta una significativa variazione rispetto allo stato di fatto originario, determinando una riduzione delle sollecitazioni agenti sulle arcate stesse. Queste risultano infatti parzialmente scaricate sia del peso proprio del riempimento sia dei carichi variabili dovuti al traffico veicolare.

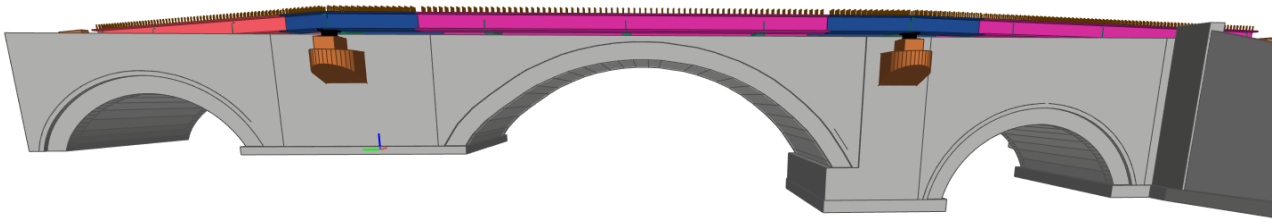


Figura 19.1:Vista dello stato di progetto del ponte

Il ponte è costituito da tre arcate indipendenti a sesto ribassato. Quelle più esterne sono in muratura mentre quella centrale è in calcestruzzo. Lo spessore delle arcate in muratura sono pari a 0.45 m mentre quella in calcestruzzo è pari a 0.30 m. Viene svolta l'analisi delle tre arcate.

19.1 *CARATTERIZZAZIONE DEI MATERIALI*

19.1.1 *LIVELLO DI CONOSCENZA*

In relazione a quanto indicato nelle NTC2018 al capitolo 8.5.4, relativo alla determinazione dei livelli di conoscenza e di conseguenza del fattore di confidenza, si indentifica per la struttura in oggetto di valutazione di sicurezza un livello di **conoscenza *adeguato LC1.*** *Per la quale si identifica un fattore di confidenza* ***FC=1.35*** così come identificato nella tabella di C8.5.IV della circolare n°7 del 21/01/19 Della quale si lascia l'estratto successivamente. Il livello di conoscenza è stato raggiunto a valle delle indagini eseguite sull'opera. Per ulteriori dettagli si rimanda alla relazione tecnica sulle indagini strutturali relativa alla stessa opera.

Tabella C8.5.IV – *Livelli di conoscenza in funzione dell'informazione disponibile e conseguenti metodi di analisi ammessi e valori dei fattori di confidenza, per edifici in calcestruzzo armato o in acciaio*

Livello di conoscenza	Geometrie (carpenterie)	Dettagli strutturali	Proprietà dei materiali	Metodi di analisi	FC (*)
LC1	Da disegni di carpenteria originali con rilievo visivo a campione; in alternativa rilievo completo ex-novo	Progetto simulato in accordo alle norme dell'epoca e ***indagini limitate*** in situ	Valori usuali per la pratica costruttiva dell'epoca e ***prove limitate*** in situ	Analisi lineare statica o dinamica	1,35
LC2		Elaborati progettuali incompleti con ***indagini limitate*** in situ; in alternativa ***indagini estese*** in situ	Dalle specifiche originali di progetto o dai certificati di prova originali, con ***prove limitate*** in situ; in alternativa da ***prove estese*** in situ	Tutti	1,20
LC3		Elaborati progettuali completi con ***indagini limitate*** in situ; in alternativa ***indagini esaustive*** in situ	Dai certificati di prova originali o dalle specifiche originali di progetto, con ***prove estese*** in situ; in alternativa da ***prove esaustive*** in situ	Tutti	1,00

(*) A meno delle ulteriori precisazioni già fornite nel § C8.5.4.

19.1.2 *MURATURA*

Le caratteristiche di resistenza del materiale costituente le strutture in muratura, è stato desunto dalla tabella C8.5.1. della circolare allegata alle NTC2018. I materiali adottati per la costruzione della volta è muratura a blocchi lapidei squadrati. per le verifiche dell'analisi sono i seguenti:

Tipologia di muratura	f (N/mm²)	τ_0 (N/mm²)	f_{v0} (N/mm²)	E (N/mm²)	G (N/mm²)	w (kN/m³)
	min-max	min-max		min-max	min-max	
Muratura in pietrame disordinata (ciottoli, pietre erratiche e irregolari)	1,0-2,0	0,018-0,032	- -	690-1050	230-350	19
Muratura a conci sbozzati, con paramenti di spessore disomogeneo (*)	2,0	0,035-0,051	- -	1020-1440	340-480	20
Muratura in pietre a spacco con buona tessitura	2,6-3,8	0,056-0,074	- -	1500-1980	500-660	21
Muratura irregolare di pietra tenera (tufo, calcarenite, ecc.,)	1,4-2,2	0,028-0,042	- -	900-1260	300-420	13 ÷ 16(**)
Muratura a conci regolari di pietra tenera (tufo, calcarenite, ecc.,) (**)	2,0-3,2	0,04-0,08	0,10-0,19	1200-1620	400-500	
Muratura a blocchi lapidei squadrati	5,8-8,2	0,09-0,12	0,18-0,28	2400-3300	800-1100	22
Muratura in mattoni pieni e malta di calce (***)	2,6-4,3	0,05-0,13	0,13-0,27	1200-1800	400-600	18
Muratura in mattoni semipieni con malta cementizia (es,: doppio UNI foratura ≤40%)	5,0-8,0	0,08-0,17	0,20-0,36	3500-5600	875-1400	15

Figura 4 - tipologia di muratura

Le resistenze di progetto utilizzate nelle successive valutazioni, con riferimento a quanto riportato nel § 8.7.1.5 delle NTC18, per il generico parametro di resistenza di progetto del materiale da utilizzare nelle verifiche, si ricavano dalla seguente relazione:

$$R_{m,d} = R_m / (\gamma_m \, FC)$$

I γ_m sono differenziati nelle verifiche sismiche e nelle verifiche statiche. In particolare, nelle verifiche statiche si utilizza $\gamma_m = 3.00$, così come indicato nelle norme tecniche al capitolo 4.5.6.1. Per le verifiche sismiche si assume $\gamma_m = 2.00$ così come indicato nelle norme tecniche al capitolo 8.7.1 della circolare n°7 del 21/01/19. I valori di progetto adottati sono dunque:

$$Statica: f_d = \frac{5.80}{1.35 \cdot 3} = 1.43 MPa$$

$$Sismica: f_d = \frac{5.80}{1.35 \cdot 2} = 2.148 \, MPa$$

19.1.3 *CALCESTRUZZO*

La resistenza a compressione è calcolata a partire dalle indagini effettuate in sito. In particolare vengono effettuate prove di compressione su carote in calcestruzzo e prove sclerometriche. Per il calcestruzzo si considera un fattore di confidenza pari a 1.20 corrispondete a un livello di conoscenza LC2.

CODICE CAROTA	MATERIALE	UBICAZIONE PRELIEVO	CARATTERISTICHE PROVINO			RESISTENZA A COMPRESSIONE MISURATA MPa	RESISTENZA CUBICA A COMPRESSIONE MPa $R_{ck}= f_{ck}/0,83$
			D (mm)	H (mm)	MASSA VOLUMICA Kg/m³		
C08.26 C1	CLS	ARCO CENTRALE ALTO -AQ	64	64	2235,36	15,33	**15,33**
C08.26 C2	CLS	ARCO CENTRALE BASSO -AQ	64	64	2351,99	28,91	**29,91**

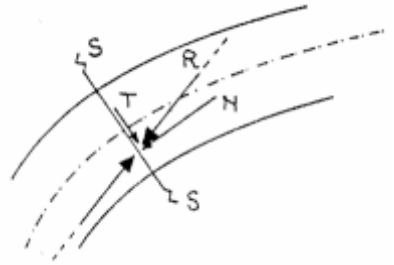
Si prende come riferimento la media della resistenza associate ai due provini di calcestruzzo, per cui la resistenza è pari 22.12 Mpa. La resistenza associata a tale resistenza media è pari a:

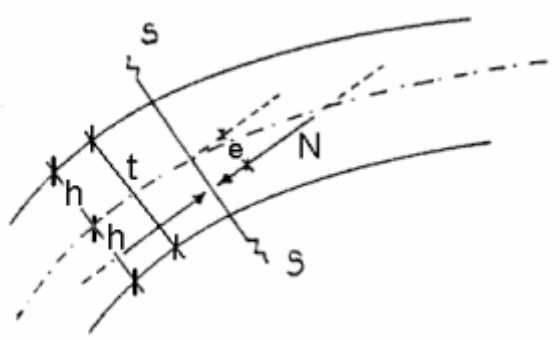
$$fcd = \frac{22.12}{1.5 \cdot 1.20} = 12.28$$

19.2 *METODOLOGIE DI ANALISI*

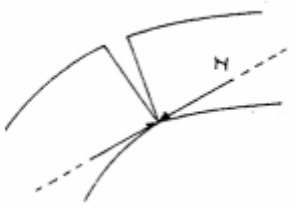
Per l'analisi limite di un arco costituito da conci lapidei lavorati e posti in mutuo contrasto o, addirittura, senza apporto di malta, si adotta un modello discreto per il quale la struttura risulta suddivisa in elementi finiti coincidenti con i conci reali che costituiscono l'arco stesso (i metodi numerici messi a punto consentiranno l'estensione a schematizzazioni con conci 'ideali' non coincidenti con i reali; le fessurazioni teoriche saranno comunque sempre localizzate nelle interfacce fra i conci utilizzati nel modello), e viene considerato un comportamento rigido dei conci e un comportamento rigido fessurante dei giunti di collegamento. Il modello, detto: "a blocchi rigidi" e proposto da J. Heyman, si fonda sulle seguenti ipotesi.- (I) La pietra non offre alcuna resistenza a trazione. Questa ipotesi risulta certamente verificata per la muratura costituita da blocchi assemblati a secco o con apporto di malta scarsa resistenza e comunque essa è a favore della sicurezza.
- (II) La resistenza a compressione della pietra si assume infinita. Questa ipotesi trova giustificazione nella constatazione che, salvo eccezioni, il collasso di un arco in muratura di pietra avviene per la formazione di cerniere di apertura tra concio e concio (rotazione rigida di due conci contigui intorno al lato di contatto in corrispondenza dell'intradosso od estradosso dell'arco), e non per schiacciamento dei conci.
L'ipotesi corrisponde teoricamente ad una tensione di compressione 'infinita' nel punto di contatto tra i conci in corrispondenza della cerniera, ma in realtà è sufficiente un limitato schiacciamento locale per riportare i valori della tensione entro i limiti di rottura dei conci lapidei. L'osservazione sperimentale delle strutture ad arco conferma che la tensione media di compressione risulta essere estremamente modesta.
In altre parole, con questa ipotesi si afferma che in generale è la flessione la sollecitazione capace di produrre il collasso della struttura per formazione di un meccanismo.
(III) I conci in pietra non possono scorrere l'uno rispetto all'altro. In altre parole con ciò si ammette tacitamente che la forza tagliante parallela all'asse non ecceda mai la resistenza di attrito tra concio e concio.
Partendo da queste tre ipotesi, Heyman ha definito le procedure di applicazione dei teoremi dell'analisi limite agli archi in muratura. L'analisi strutturale che ne consegue definisce una metodologia innovativa rispetto all'analisi elastica o elastoplastica: la sicurezza della struttura viene indagata in funzione della sua forma, cioè da un punto di vista geometrico piuttosto che in termini di tensione e di deformazione. In altre parole, la stabilità della struttura è assicurata non dalla sua resistenza, ma dalla corretta rispondenza della sua geometria globale all'andamento della curva delle pressioni che deve sopportare.
Sia dunque dato un arco in muratura, di spessore t = 2h. Sia R la risultante delle forzehe si trasmettono attraverso una generica sezione retta S. Per l'ipotesi secondo la quale i conci non possono scorrere l'uno rispetto all'altro la componente tagliante T di R non influisce sul meccanismo di collasso e lo stato di

sollecitazione della struttura può essere descritto da due soli parametri, rispettivamente: lo sforzo normale N ed il momento M =Ne

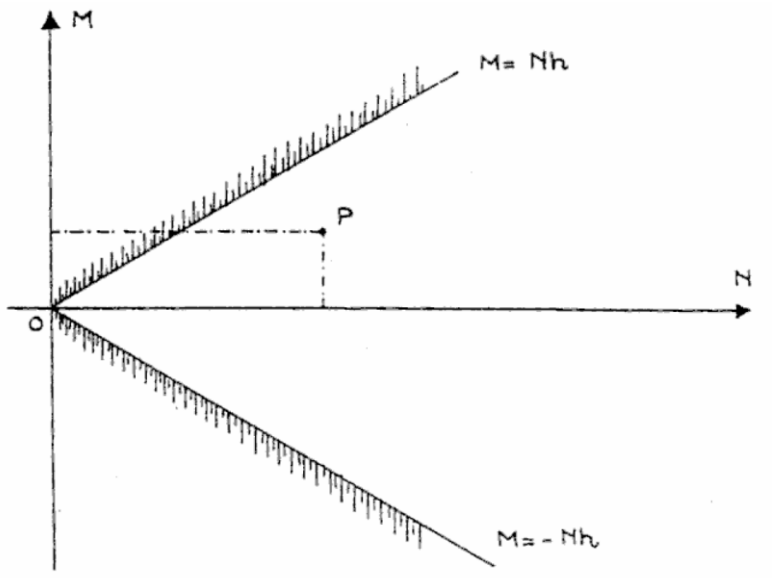




Quando e = h, tra due conci contigui si è formata una cerniera e dunque la condizione perla formazione di una articolazione è: M = ± Nh

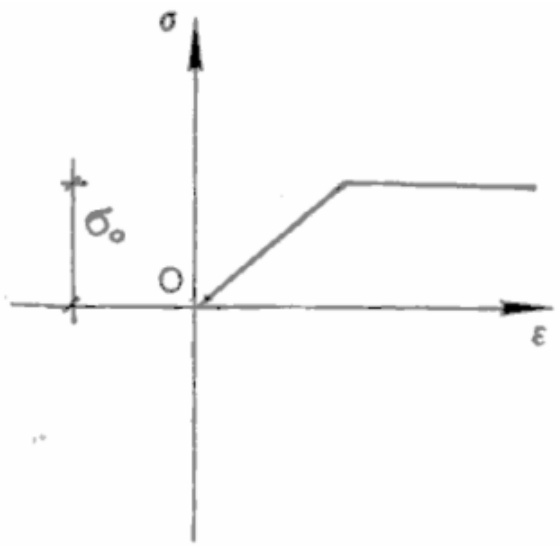


È possibile ora costruire la curva limite nel sistema di coordinate M, N che è appunto rappresentata dalle rette di equazione M = ± Nh uscenti dall'origine O essendo il materiale per ipotesi non reagente a trazione.

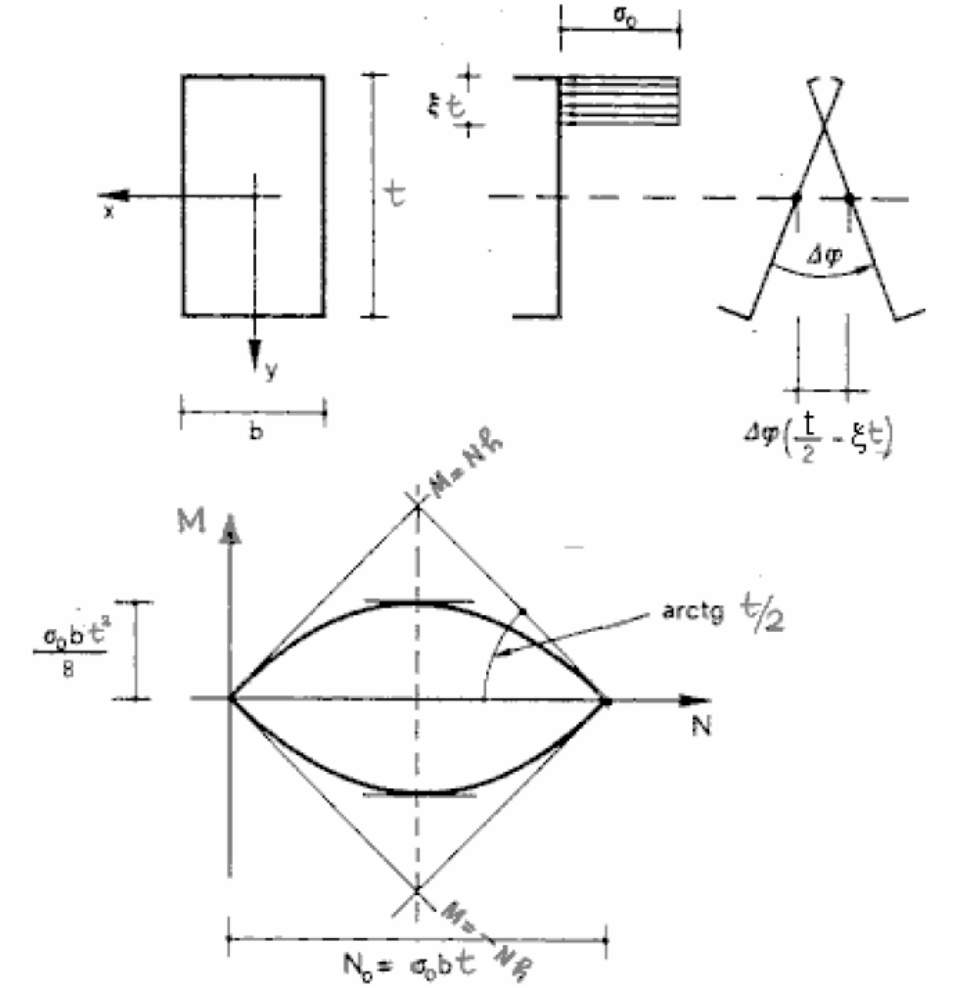


Tutti i punti P che si trovano all'interno dell'angolo formato dalle due semirette sono rappresentativi di uno stato di sollecitazione accettabile; infatti i due conci risultano ancora in contatto.

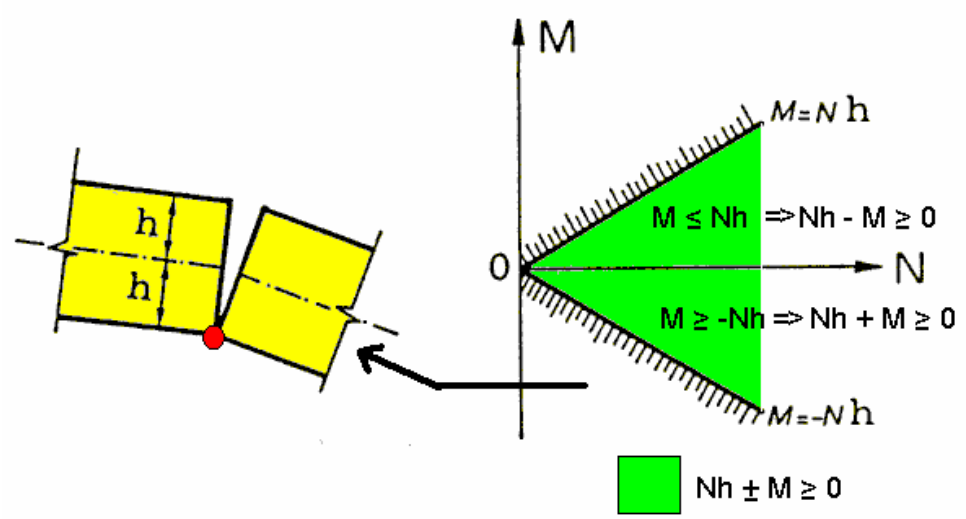
I punti che si trovano sulle semirette M = ± Nh sono invece rappresentativi della formazione di una cerniera rispettivamente all'intradosso ed estradosso dell'arco; in questa circostanza la linea delle pressioni passa per il bordo inferiore o superiore del giunto.
Tutti gli altri punti del piano, cioè quelli che si trovano al di fuori dell'angolo formato dalle due semirette, rappresentano stati di sollecitazione non ammissibili: infatti in tal caso la risultante delle forze interne cadrebbe fuori della sezione e ciò non è accettabile per l'ipotesi di non resistenza a trazione del materiale.
Se si rimuove l'ipotesi di resistenza infinita alla compressione, cioè se si assegna un materiale con resistenza finita a compressione, come è in realtà, la curva limite è rappresentata da due archi di parabola.
Il calcolo a rottura per materiali non resistenti a trazione, in presenza di contemporanea azione di sforzo normale N e di momento flettente M (riferito al baricentro della sezione completa), si basa su un diagramma σ-ε in regime monoassiale del tipo della figura sottostante, dove σ_o è la tensione di rottura a compressione, mentre la tensione di rottura a trazione è nulla (supponiamo di rappresentare positivamente gli sforzi di compressione).



Se la sezione rettangolare ha base b ed altezza t (=2h), la curva limite (NM) è costituita da due archi di parabola. Infatti, per $\Delta\phi$ >0 (arco superiore di parabola), si ha:$N = \sigma_o\ b\ \xi\ t$$M = N\ e = N\ (\ t/2 - \xi t/2\ ) = N\ t/2\ (\ 1 - \xi\ ) = \sigma_o\ b\ \xi\ t^2/2\ (\ 1 - \xi\ )$
Poiché lo sforzo normale centrato di rottura vale:
$N_o = \sigma_o\ b\ t$
si ha:
$\xi = N / N_o$
e quindi:
$M = \sigma_o\ b\ t^2/2\ (N / N_o)\ (\ 1 - N / N_o\ )$
ovvero una parabola avente come intersezioni con l'asse delle ascisse N i punti: $N=0$ e$N=N_o$, come asse verticale la retta $N = N_o/2 = \sigma_o\ b\ t / 2$, e come punto di massimo ($\sigma_o\ b\ t / 2$, $\sigma_o\ b\ t^2 / 8$).i ha:
$M = \sigma_o\ b\ t^2/2\ (N / N_o)\ (\ 1 - N / N_o\ )$
Si ha quindi, nell'origine:
$(dM / dN)_{\xi=0} = t/2 = h$
e risulta così individuata la retta tangente all'origine all'arco della parabola.



E' dunque chiaro il significato dell'ipotesi (II) di resistenza teoricamente infinita a compressione; le considerazioni fatte consentono l'adozione del dominio definito dalle due rette M = ± Nh.

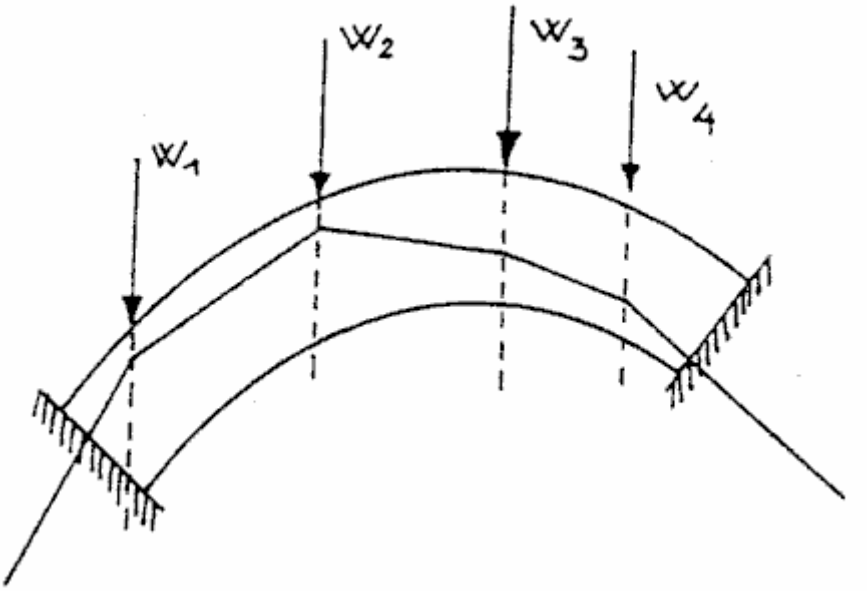


Questa assunzione determina la forma di disequazioni che intervengono nella risoluzione del problema.
Con riferimento alla figura soprastante si può asserire che la regione contenuta tra le due semirette M=Nh e M=-Nh determina gli stati ammissibili di sollecitazione per i quali non si verificano rotazioni tra i conci e, di conseguenza, la curva delle pressioni rimane ovunque contenuta nello spessore dell'arco. I punti che giacciono sulle due semirette sono rappresentativi della formazione di una cerniera all'intradosso o all'estradosso dell'arco; in tal caso la curva delle pressioni risulta tangente al bordo inferiore o superiore del

giunto. Per tutti i punti esterni al dominio, si manifestano stati di sollecitazione non ammissibili per i quali la curva delle pressioni cadrebbe fuori dello spessore dell'arco.

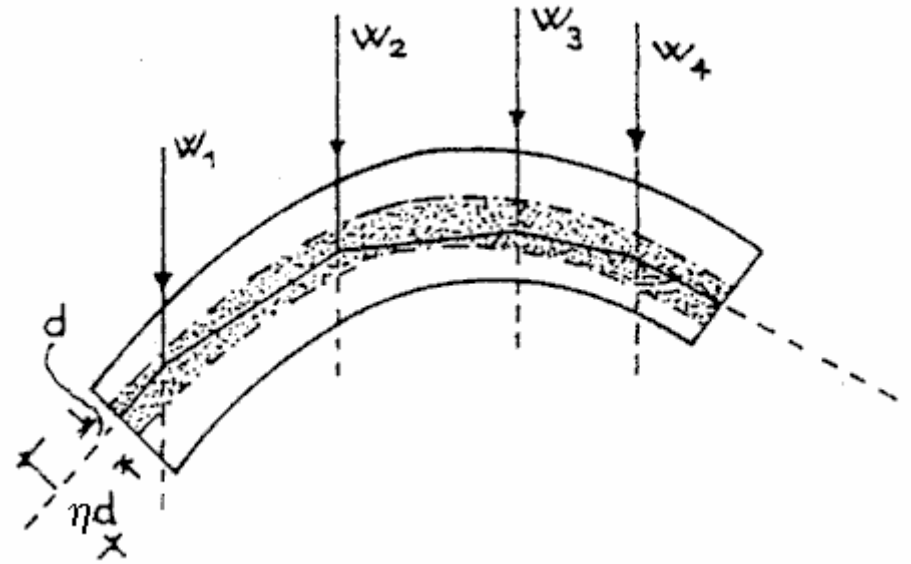
19.2.1 *COEFFICIENTE DI SICUREZZA*

Sia dato dunque un arco incastrato soggetto a dei carichi concentrati W1, W2, W3, W4.

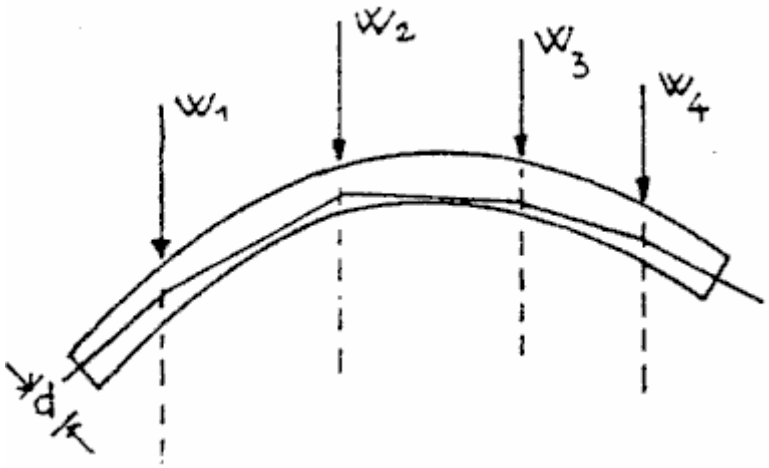


Essendo il problema iperstatico, il poligono funicolare che connette l'assegnato sistema di forze non è univocamente determinato.

Tuttavia esso deve rispettare la condizione limite di non fuoriuscita dal profilo dell'arco. La condizione ora menzionata non tiene conto di fattori di sicurezza ed in tal senso non affidabile; pertanto si definisce un **fattore geometrico di sicurezza** η che ha lo scopo di ridurre l'altezza utile dell'arco: η d = 2h.



In altre parole, si considera, invece dello spessore reale dell'arco, uno spessore d ridotto secondo h e si impone al poligono funicolare di essere tutto contenuto entro l'arco immaginario di altezza d.



A questo proposito si fa osservare che un arco per il quale il segmento congiungente i punti di intersezione della curva di estradosso con le rette tracce dei piani di imposta è tutto interno al profilo dell'arco, l'arco è sempre stabile e non esiste quindi la possibilità che esso collassi.
Il problema viene così ricondotto alla determinazione dell'arco di minimo spessore capace di sopportare quegli assegnati carichi, ed è evidente il significato del "coefficiente di sicurezza".

19.3 *VERIFICHE DELLA CAMPATA LATO PIANOLA*

La presente fase di studio riguarda la modellazione della campata situata sul lato Pianola, finalizzata alla definizione delle caratteristiche geometriche e meccaniche della struttura. L'elemento portante è costituito da un'arcata in muratura di pietra realizzata con blocchi lapidei. Dal punto di vista geometrico, l'arcata presenta una configurazione a sesto ribassato, con una corda pari a 7.20 m e una freccia di 3.00 m, lo spessore dell'arcata è pari a 0.45m. Tali parametri risultano fondamentali per la corretta impostazione del modello di calcolo e per l'analisi del comportamento strutturale della campata oggetto di indagine.

19.3.1 *CARICHI APPLICATI ALLA STRUTTURA*

Vengono presi i carichi riferiti al peso proprio dell'arcata e al peso proprio degli elementi. Entrambi sono calcolati in automatico dal software di calcolo. Vengono assegnate le seguenti densità ai due materiali:

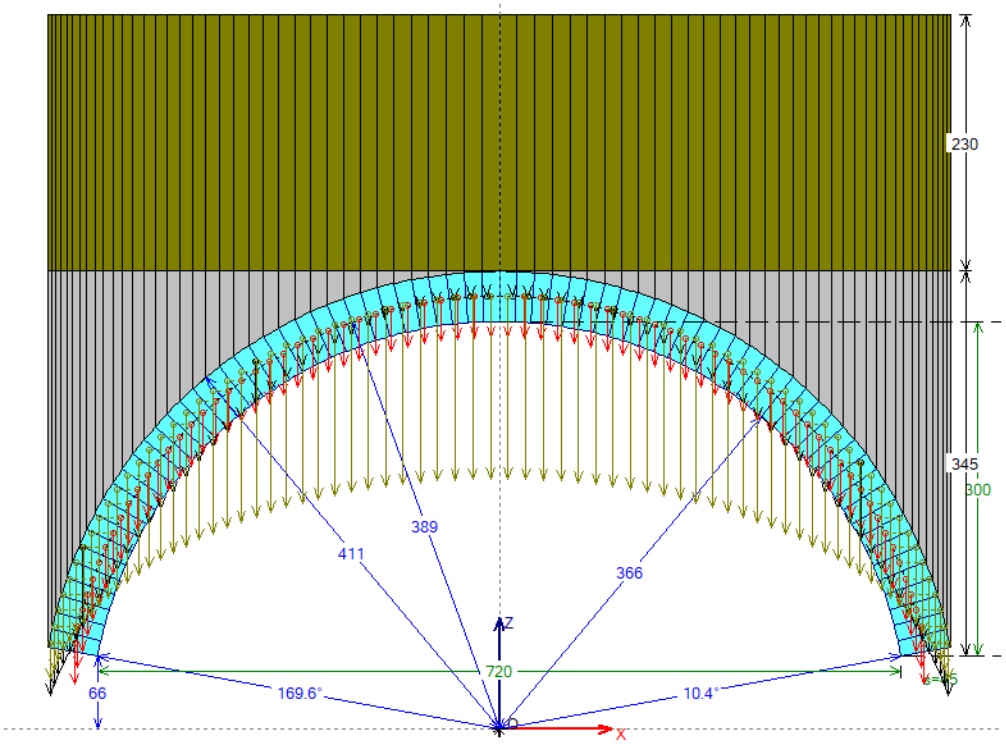
- Volta in muratura 21 kN/m^3
- Riempimento 18 kN/ m^3

Il riempimento si estende oltre la linea di chiave per uno spessore di 2.30 m.

19.3.2 *VERIFICHE SULL'ARCATA*

19.3.2.1 VERIFICHE ALLO SLU

Si mostra di seguito il modello realizzato:



Si mostrano i risultati in termini di sforzo Normale, taglio, momento e tensioni e curva delle pressioni:

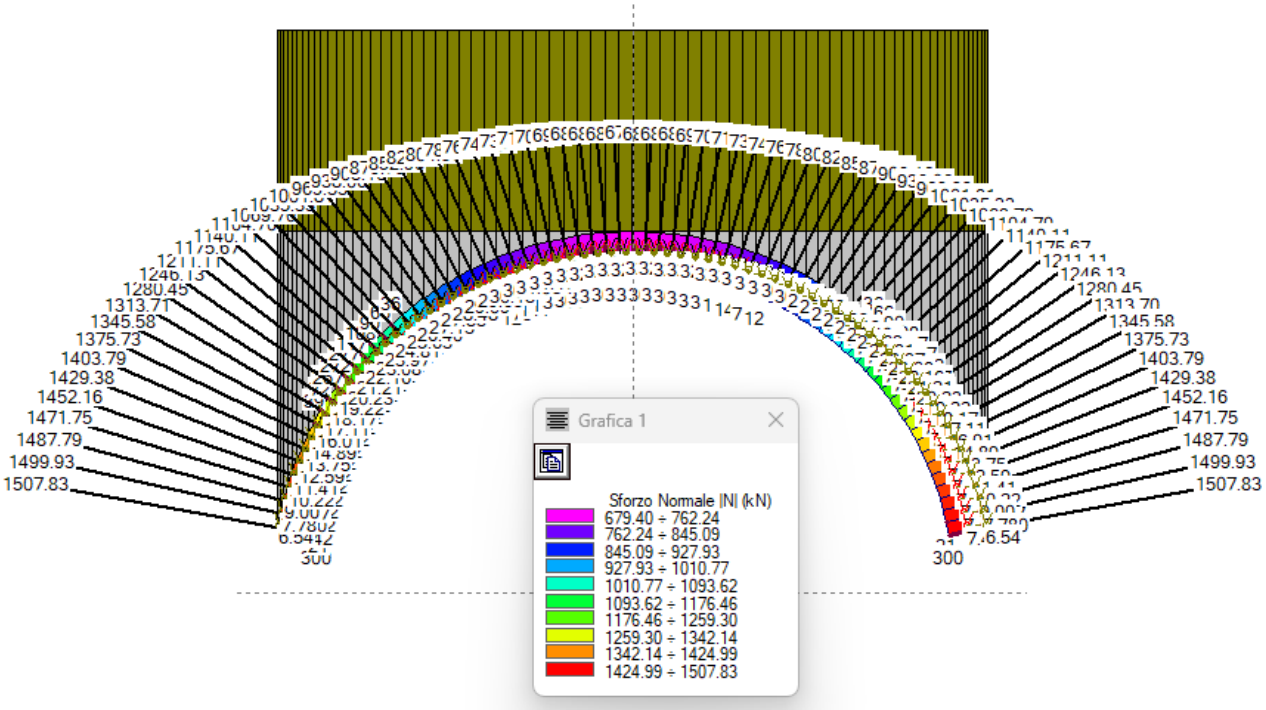


Figure 19.1: Diagramma dello sforzo normale

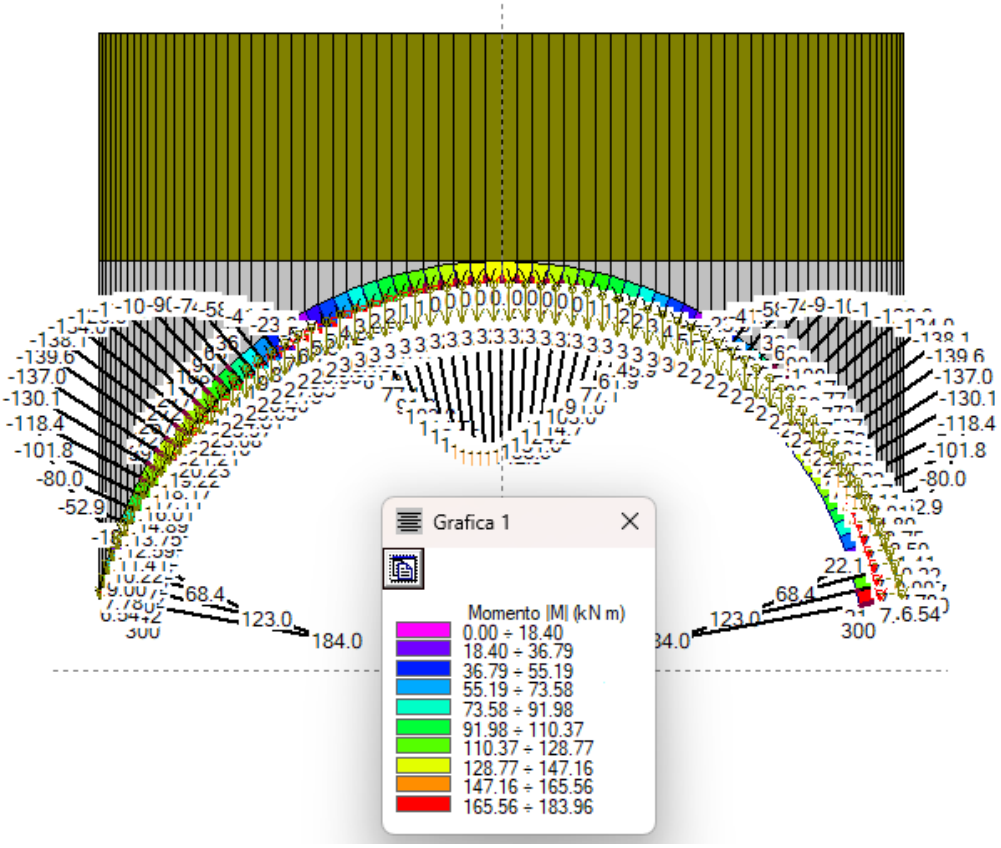


Figure 19.2: Diagramma del momento

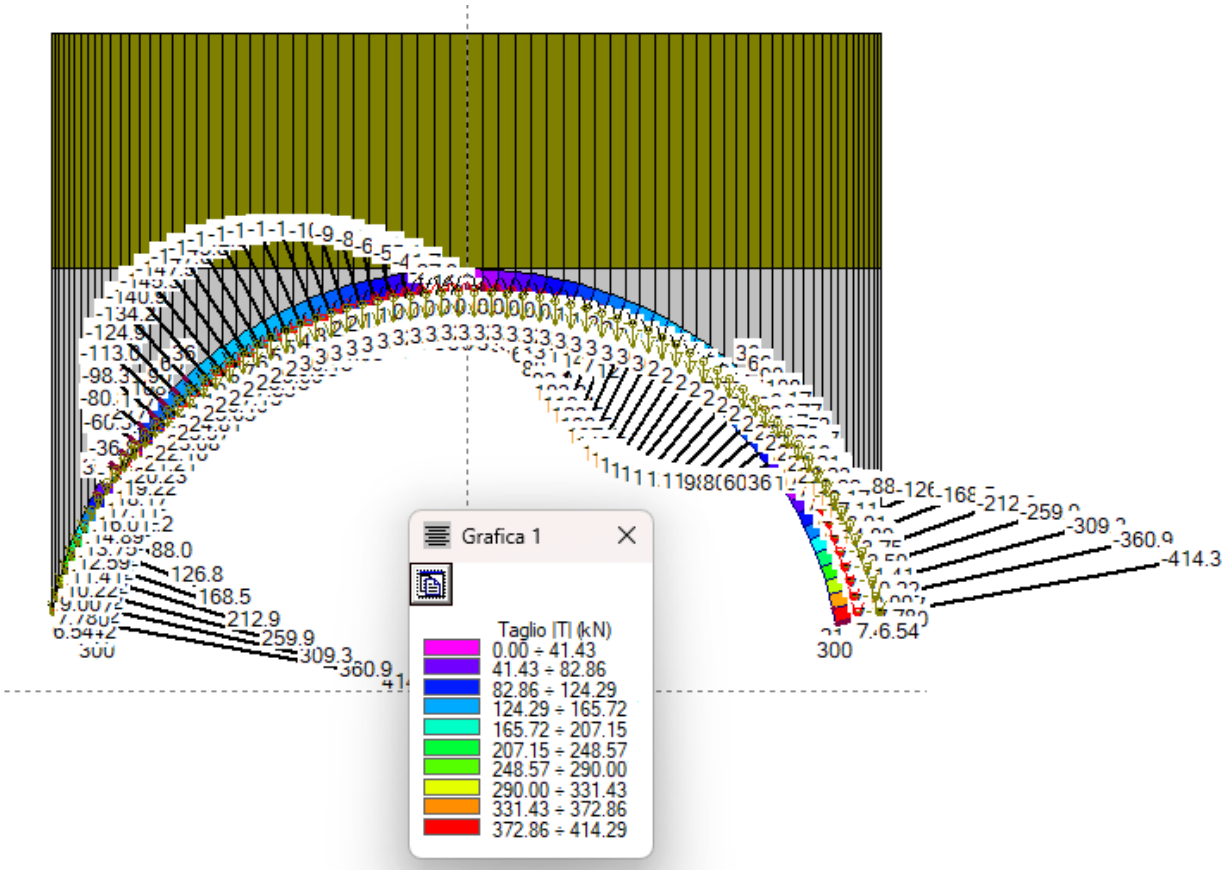


Figure 19.3:Diagramma del taglio

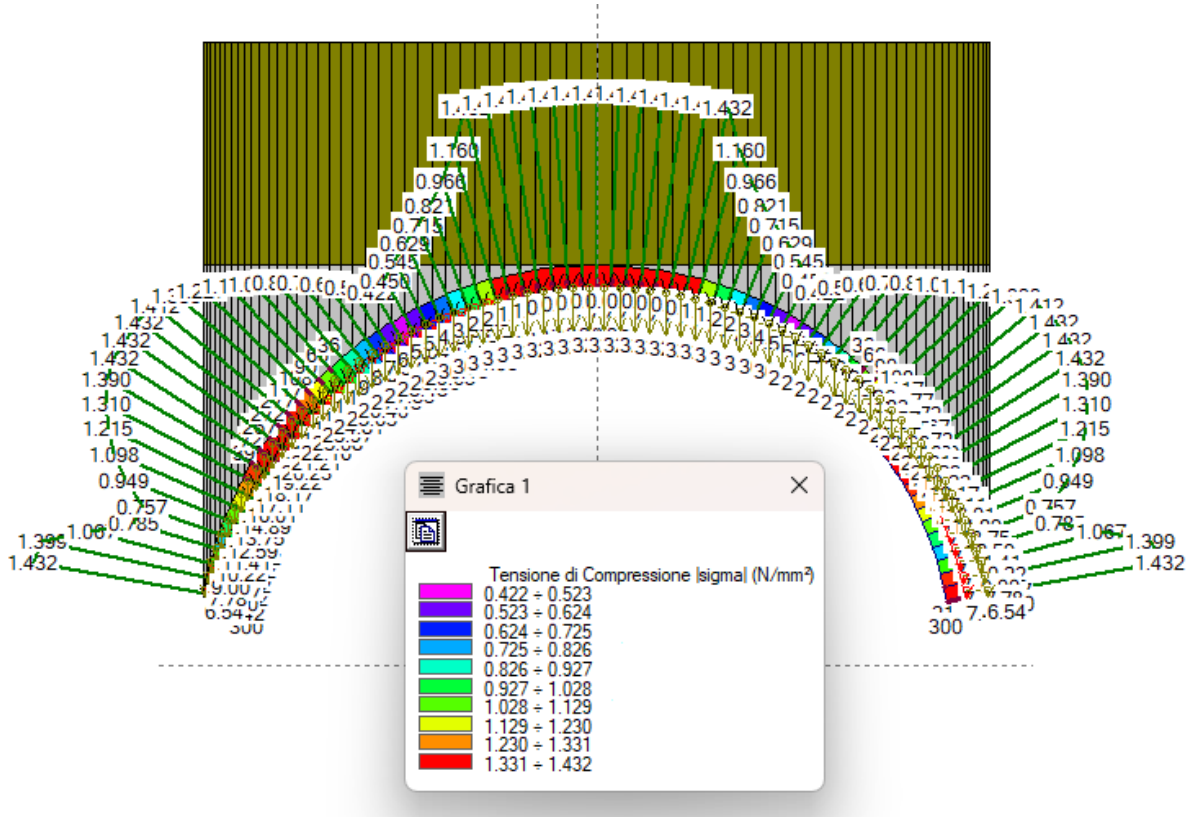


Figure 19.4:Diagramma delle tensioni

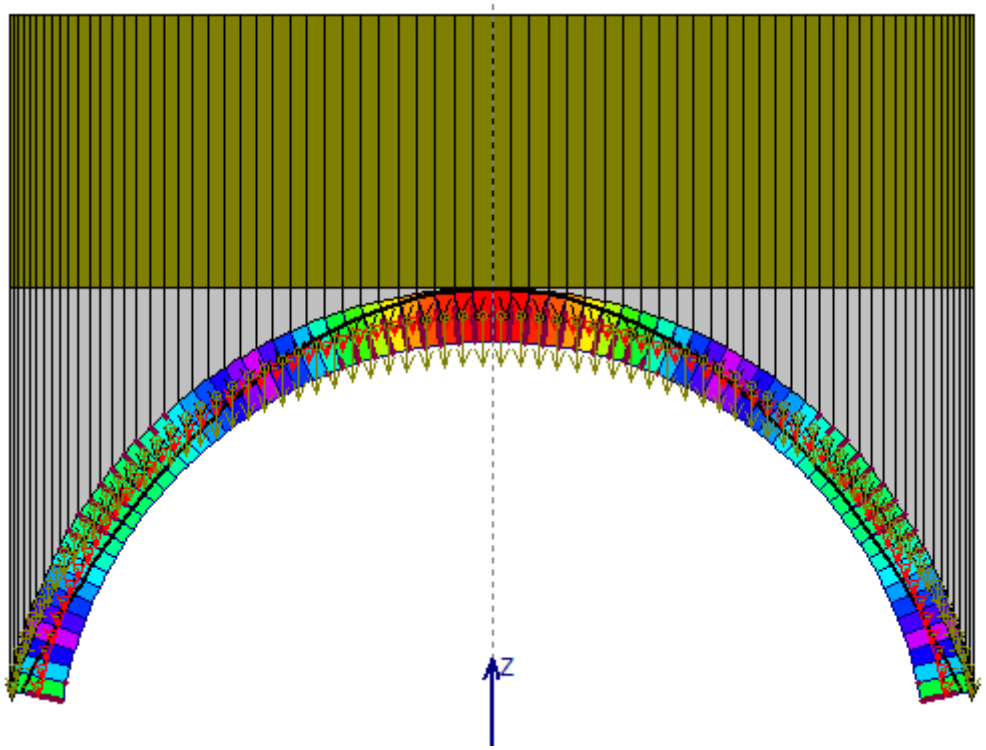


Figure 19.5:Diagramma delle curve delle pressioni

ANALISI STATICA EQU (SLU)

Risultati Analisi Limite e Verifiche di sicurezza

Analisi Statica > Combinazione di Condizioni di Carico (CCC) 1 (di 1)

ARCO

Analisi Statica > CCC 1 (di 1)

Verifica SODDISFATTA

Verifica di Stabilità (Equilibrio dell'arco) SODDISFATTA

Verifica ad Attrito (Taglio nei giunti) SODDISFATTA

[confronto tra Angoli di Scorrimento e Angolo di Attrito Interno dei giunti φ:
la verifica viene eseguita confrontando il rapporto (|T| / N,Compressione)
con il coefficiente d'attrito di progetto: f,d = tg φ]

Verifica a Compressione della muratura SODDISFATTA

[confronto tra max Tensione di Compressione e Resistenza di progetto f,md]

Resistenze di progetto:

Resistenza a compressione di progetto della muratura fmd:

fmd = fm / γM / FC / γD = 1.432 N/mm², dove:

fm = 5.800 N/mm²

γM = 3.00

valore di progetto di FC: max[1.000, FC·γC] = 1.350, con: FC = 1.35, γC = 1.000

γD = 1.00

Resistenza ad attrito di progetto: fd = f / γD = 0.50 (φ = 26.6°), dove:

f = 0.50

γD = 1.00

Sforzi nelle Interfacce dei Conci

N.	N estrad.	N intrad.	Taglio (kN)	Risult. (kN)	Momento ultimo (kNm)	Momento scorrim. (cm)	dist.:intr.- asse (°)	angolo di (°)	σ,compr. (N/mm²)	f,md	zona (cm)
1	1163.84	343.99	414.29	1563.71	183.96	231.51	34.7	12.2	15.4	1.432	15.0
2	1022.93	477.00	360.89	1542.74	122.99	180.38	30.7	8.2	13.5	1.399	42.9
3	896.26	591.53	309.34	1519.61	68.44	180.18	27.1	4.6	11.7	1.067	45.0
4	783.45	688.30	259.92	1494.53	22.08	179.88	24.0	1.5	10.0	0.785	45.0
5	684.05	768.11	212.89	1467.68	-18.88	-179.48	21.2	-1.3	8.3	0.757	45.0
6	597.55	831.83	168.45	1439.27	-52.89	-178.93	18.8	-3.7	6.7	0.949	45.0
7	523.37	880.42	126.76	1409.50	-80.02	-178.24	16.8	-5.7	5.2	1.098	45.0
8	460.86	914.87	87.97	1378.54	-101.80	-177.37	15.1	-7.4	3.7	1.215	45.0
9	409.34	936.24	52.17	1346.59	-118.41	-176.32	13.7	-8.8	2.2	1.310	41.1
10	368.12	945.59	19.42	1313.85	-130.06	-175.07	12.6	-9.9	0.8	1.390	37.8
11	336.44	944.01	-10.24	1280.49	-137.01	-173.61	11.8	-10.7	0.5	1.432	18.3
12	313.54	932.59	-36.81	1246.67	-139.57	-171.94	11.3	-11.2	1.7	1.432	17.8
13	298.68	912.43	-60.31	1212.61	-138.07	-170.07	11.1	-11.4	2.9	1.432	17.3
14	291.06	884.61	-80.78	1178.44	-134.03	-168.00	11.1	-11.4	3.9	1.412	33.3
15	289.93	850.18	-98.31	1144.34	-126.55	-165.75	11.4	-11.1	4.9	1.333	34.2
16	294.53	810.17	-112.97	1110.46	-115.99	-163.34	12.0	-10.5	5.8	1.227	36.0
17	304.12	765.58	-124.88	1076.96	-103.76	-160.78	12.8	-9.7	6.7	1.114	38.4
18	317.97	717.36	-134.15	1043.98	-90.07	-158.10	13.8	-8.7	7.4	1.000	41.4
19	335.39	666.42	-140.91	1011.67	-74.13	-155.32	15.1	-7.4	8.0	0.885	45.0
20	355.70	613.63	-145.31	980.16	-58.16	-152.48	16.5	-6.0	8.5	0.775	45.0
21	378.27	559.79	-147.49	949.58	-41.27	-149.61	18.1	-4.4	8.9	0.662	45.0
22	402.49	505.67	-147.61	920.08	-23.61	-146.74	19.9	-2.6	9.2	0.544	45.0
23	427.79	451.96	-145.81	891.75	-5.28	-143.90	21.9	-0.6	9.4	0.422	45.0
24	453.63	399.33	-142.25	864.74	11.94	141.11	23.9	1.4	9.5	0.450	45.0
25	479.51	348.36	-137.09	839.14	29.80	138.41	26.1	3.6	9.4	0.545	45.0
26	504.97	299.60	-130.46	815.08	45.86	135.82	28.2	5.7	9.2	0.629	45.0
27	529.61	253.53	-122.53	792.67	61.87	133.38	30.4	7.9	8.9	0.715	43.8

28	553.02	210.61	-113.43	772.01	77.13	131.10	32.6	10.1	8.4	0.821	1.432	37.2
29	574.87	171.20	-103.30	753.19	91.02	129.00	34.7	12.2	7.9	0.966	1.432	30.9
30	594.86	135.67	-92.28	736.34	103.00	127.10	36.6	14.1	7.2	1.160	1.432	25.2
31	612.72	104.29	-80.48	721.51	114.72	124.61	38.5	16.0	6.4	1.432	1.432	15.0
32	628.21	77.33	-68.03	708.81	124.18	122.72	40.1	17.6	5.5	1.432	1.432	15.0
33	641.15	54.99	-55.05	698.31	131.57	121.16	41.4	18.9	4.5	1.432	1.432	15.0
34	651.38	37.45	-41.65	690.09	138.45	119.94	42.6	20.1	3.5	1.432	1.432	15.0
35	658.77	24.82	-27.94	684.16	142.87	119.07	43.4	20.9	2.3	1.432	1.432	15.0
36	663.23	17.21	-14.02	680.58	145.61	118.54	43.9	21.4	1.2	1.432	1.432	15.0
37	664.73	14.67	0.00	679.40	146.07	118.37	44.0	21.5	0.0	1.432	1.432	15.0
38	663.23	17.21	14.02	680.58	145.61	118.54	43.9	21.4	1.2	1.432	1.432	15.0
39	658.77	24.82	27.94	684.16	142.87	119.07	43.4	20.9	2.3	1.432	1.432	15.0
40	651.38	37.45	41.65	690.09	138.45	119.94	42.6	20.1	3.5	1.432	1.432	15.0
41	641.15	54.99	55.05	698.31	131.57	121.16	41.4	18.9	4.5	1.432	1.432	15.0
42	628.21	77.33	68.03	708.81	124.18	122.72	40.1	17.6	5.5	1.432	1.432	15.0
43	612.72	104.29	80.48	721.51	114.72	124.61	38.5	16.0	6.4	1.432	1.432	15.0
44	594.86	135.67	92.28	736.34	103.00	127.10	36.6	14.1	7.2	1.160	1.432	25.2
45	574.87	171.20	103.30	753.19	91.02	129.00	34.7	12.2	7.9	0.966	1.432	30.9
46	553.02	210.61	113.43	772.01	77.13	131.10	32.6	10.1	8.4	0.821	1.432	37.2
47	529.61	253.53	122.53	792.67	61.87	133.38	30.4	7.9	8.9	0.715	1.432	43.8
48	504.97	299.60	130.46	815.08	45.86	135.82	28.2	5.7	9.2	0.629	1.432	45.0
49	479.51	348.36	137.09	839.14	29.80	138.41	26.1	3.6	9.4	0.545	1.432	45.0
50	453.62	399.33	142.25	864.73	11.94	141.11	23.9	1.4	9.5	0.450	1.432	45.0
51	427.79	451.96	145.81	891.75	-5.28	-143.90	21.9	-0.6	9.4	0.422	1.432	45.0
52	402.49	505.67	147.61	920.08	-23.61	-146.74	19.9	-2.6	9.2	0.544	1.432	45.0
53	378.27	559.79	147.49	949.58	-41.27	-149.61	18.1	-4.4	8.9	0.662	1.432	45.0
54	355.70	613.63	145.31	980.16	-58.16	-152.48	16.5	-6.0	8.5	0.775	1.432	45.0
55	335.39	666.42	140.91	1011.67	-74.13	-155.32	15.1	-7.4	8.0	0.885	1.432	45.0
56	317.97	717.36	134.15	1043.98	-90.07	-158.10	13.8	-8.7	7.4	1.000	1.432	41.4
57	304.12	765.58	124.88	1076.96	-103.76	-160.78	12.8	-9.7	6.7	1.114	1.432	38.4
58	294.53	810.17	112.97	1110.46	-115.99	-163.34	12.0	-10.5	5.8	1.227	1.432	36.0
59	289.93	850.18	98.31	1144.34	-126.55	-165.75	11.4	-11.1	4.9	1.333	1.432	34.2
60	291.06	884.61	80.78	1178.44	-134.03	-168.00	11.1	-11.4	3.9	1.412	1.432	33.3
61	298.68	912.43	60.31	1212.61	-138.07	-170.07	11.1	-11.4	2.9	1.432	1.432	17.3
62	313.54	932.59	36.81	1246.67	-139.57	-171.94	11.3	-11.2	1.7	1.432	1.432	17.8
63	336.44	944.01	10.24	1280.49	-137.01	-173.61	11.8	-10.7	0.5	1.432	1.432	18.3
64	368.11	945.59	-19.42	1313.84	-130.06	-175.07	12.6	-9.9	0.8	1.390	1.432	37.8
65	409.34	936.24	-52.17	1346.59	-118.41	-176.32	13.7	-8.8	2.2	1.310	1.432	41.1
66	460.86	914.87	-87.97	1378.54	-101.80	-177.37	15.1	-7.4	3.7	1.215	1.432	45.0
67	523.37	880.42	-126.76	1409.50	-80.02	-178.24	16.8	-5.7	5.2	1.098	1.432	45.0
68	597.55	831.83	-168.45	1439.27	-52.89	-178.93	18.8	-3.7	6.7	0.949	1.432	45.0
69	684.05	768.11	-212.89	1467.68	-18.88	-179.48	21.2	-1.3	8.3	0.757	1.432	45.0
70	783.45	688.30	-259.92	1494.53	22.08	179.88	24.0	1.5	10.0	0.785	1.432	45.0
71	896.26	591.53	-309.34	1519.61	68.44	180.18	27.1	4.6	11.7	1.067	1.432	45.0
72	1022.93	477.00	-360.89	1542.74	122.99	180.38	30.7	8.2	13.5	1.399	1.432	42.9
73	1163.84	343.99	-414.29	1563.71	183.96	231.51	34.7	12.2	15.4	1.432	1.432	15.0

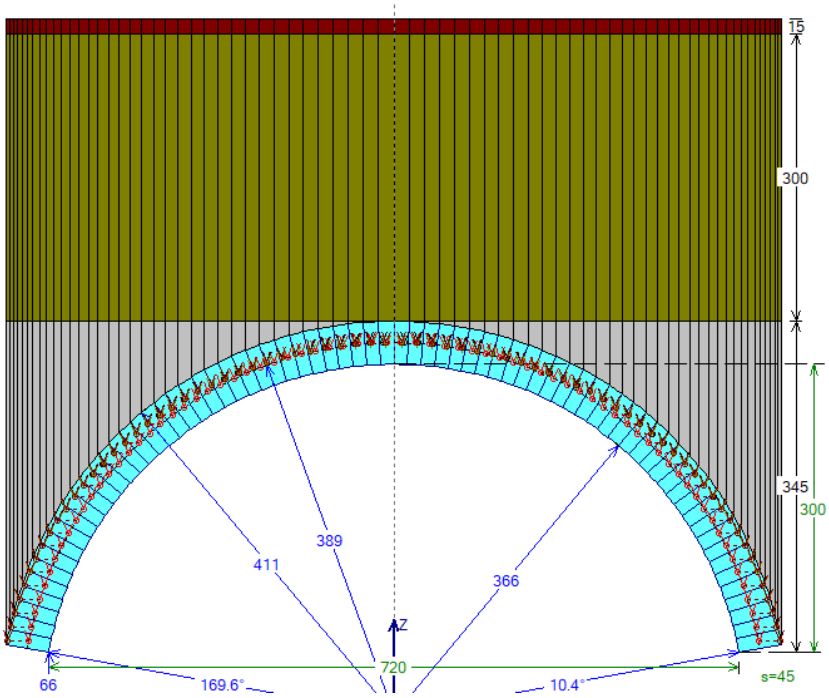
19.3.2.2 VERIFICHE ALLO SLV

La presente relazione riporta i risultati delle analisi condotte allo Stato Limite di Salvaguardia della Vita (SLV) sul sistema voltato. L'approccio adottato si basa sui principi dell'analisi limite, finalizzata alla determinazione del moltiplicatore minimo dei carichi orizzontali in grado di innescare un meccanismo di collasso. A tale moltiplicatore è associata la corrispondente accelerazione di picco al suolo (PGA) di capacità, intesa come il valore di accelerazione necessario all'attivazione del meccanismo. Questo parametro viene confrontato con la PGA di domanda, definita in funzione delle condizioni sismiche proprie del sito e del tempo di ritorno relativo allo stato limite considerato. Il rapporto tra PGA di capacità (PGA,c) e PGA di domanda (PGA,d), indicato con il coefficiente ζ_E, rappresenta l'indicatore di sicurezza dell'elemento analizzato; il valore minimo di tale rapporto tra i diversi meccanismi esaminati viene assunto come rappresentativo del livello di sicurezza dell'intera struttura.

Si analizzano sia le condizioni di stato di fatto che la condizione di stato di progetto e si mostrerà come varia il comportamento sismico prima e dopo l'intervento di progetto.

19.3.2.2.1 Verifiche allo stato di fatto

Si mostra di seguito il modello realizzato:



Si mostrano i risultati in termini di sforzo Normale, taglio, momento e tensioni e curva delle pressioni:

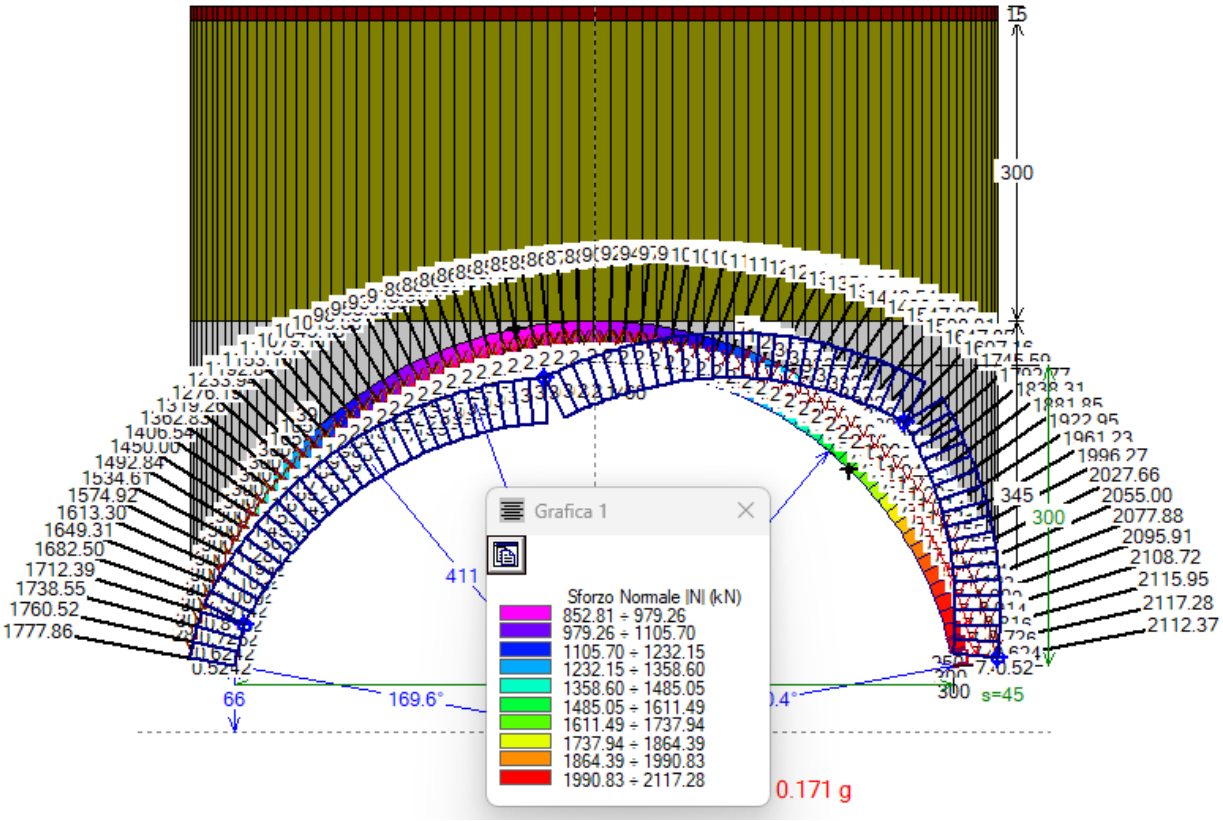


Figure 19.6: Diagramma dello sforzo normale

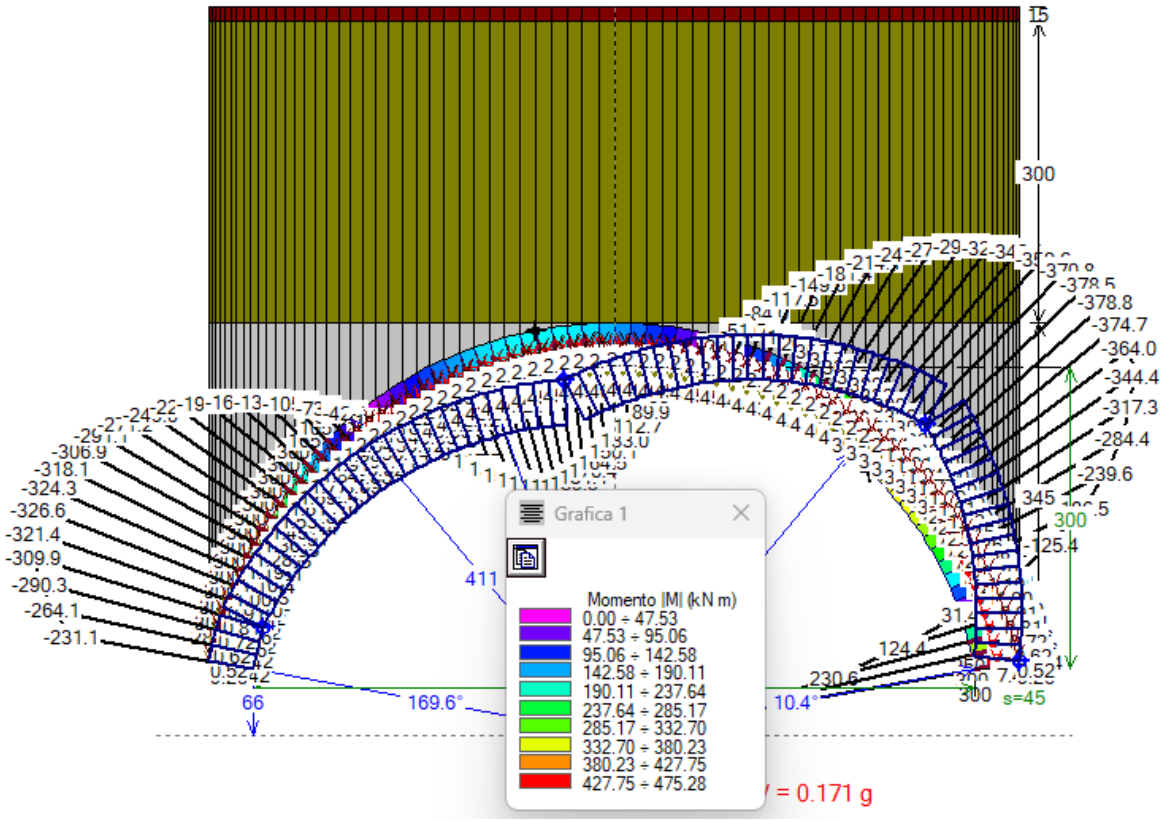


Figure 19.7: Diagramma del momento

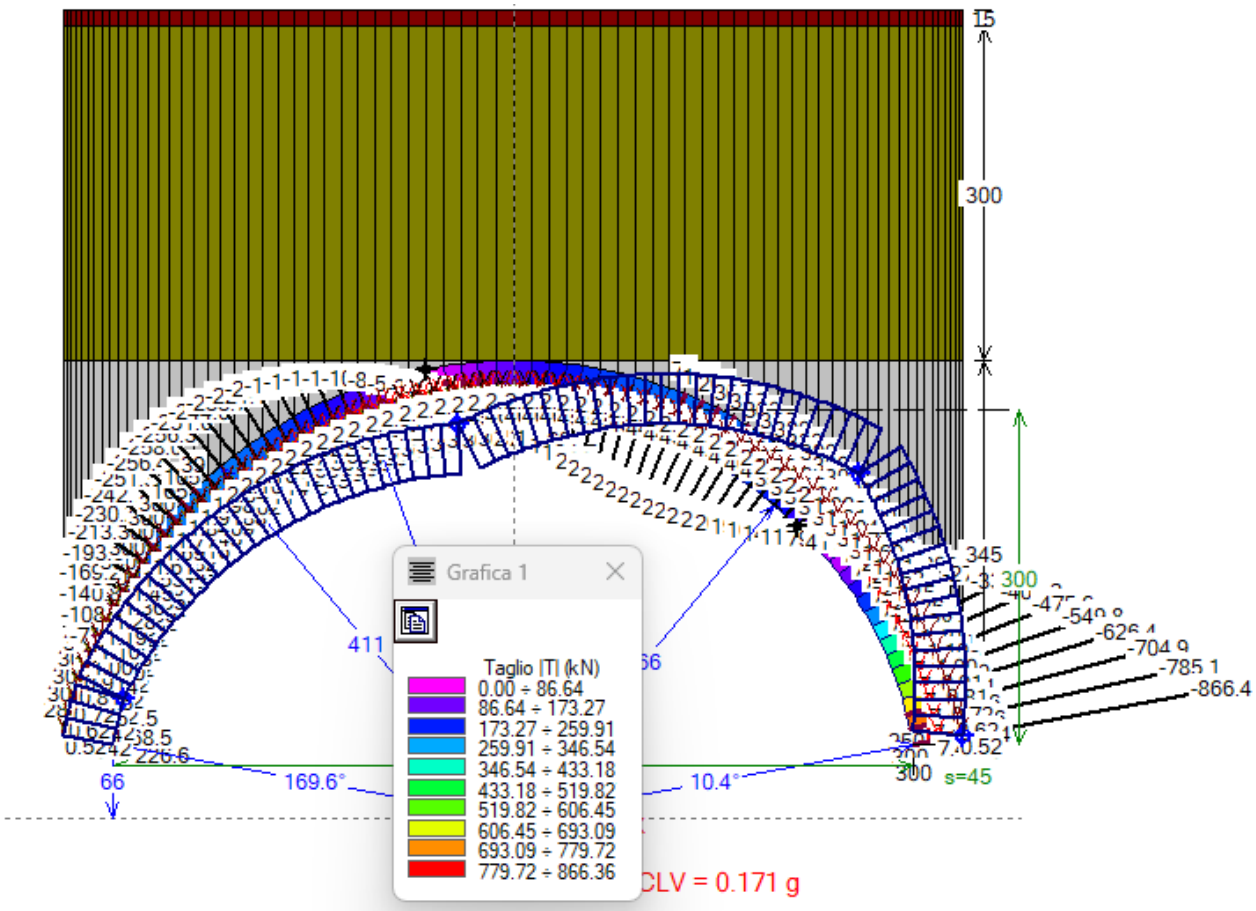


Figure 19.8:Diagramma del taglio

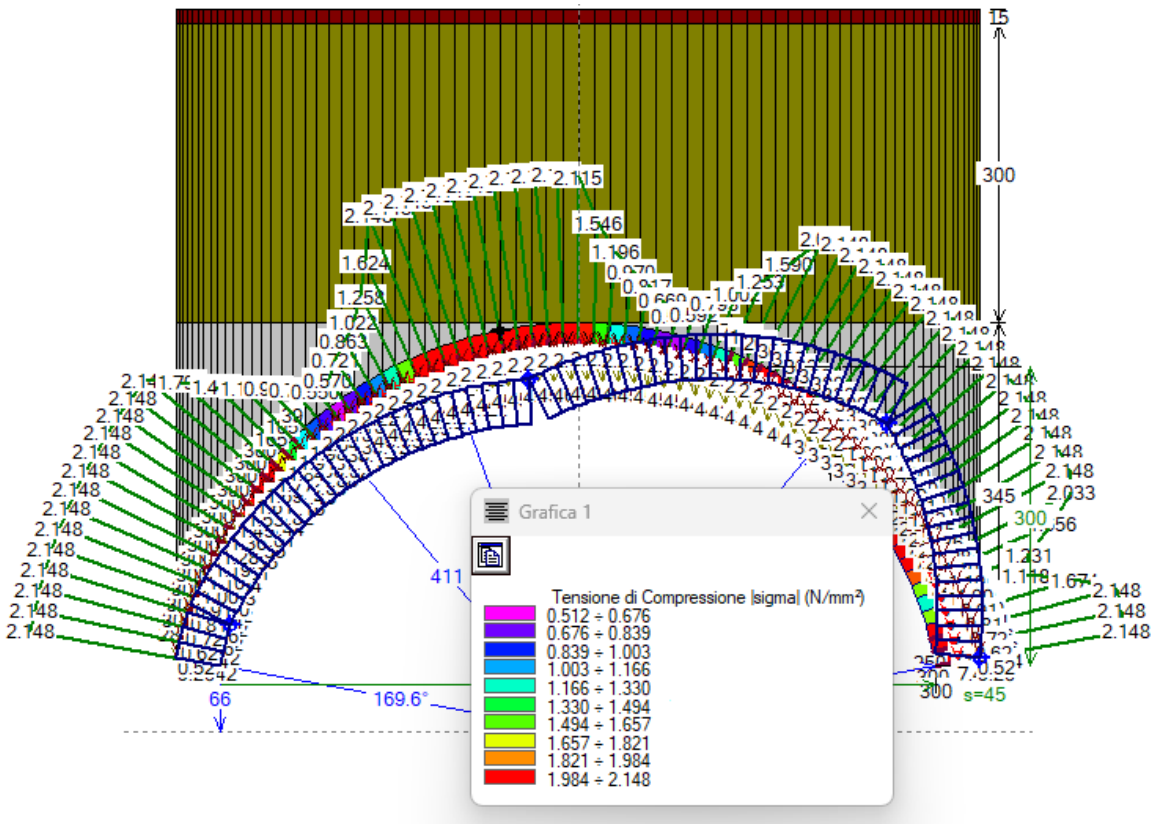


Figure 19.9:Diagramma delle tensioni

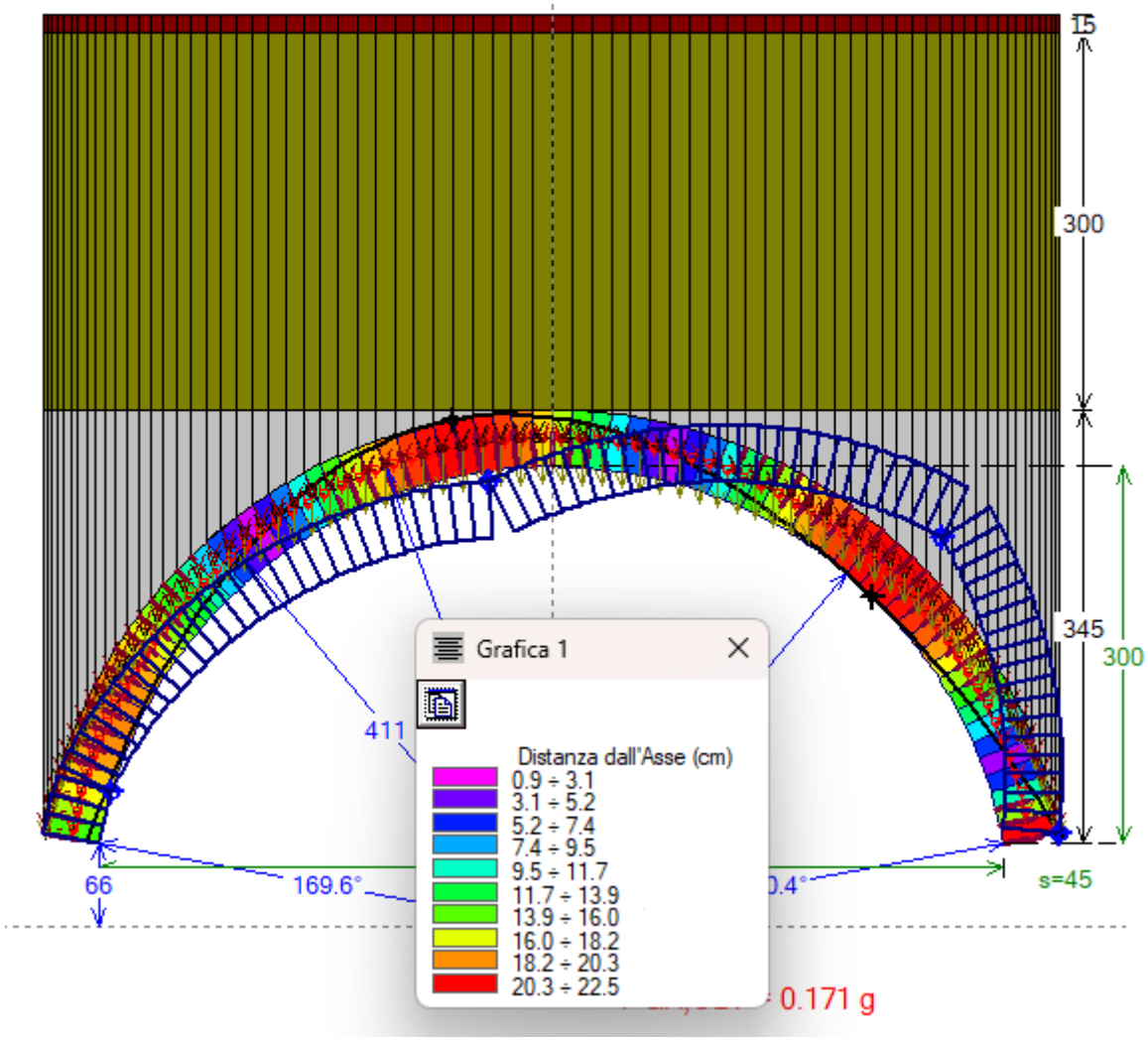


Figure 19.10:Diagramma delle curve delle pressioni

Si mostra di seguito il riepilogo dello studio della volta, in condizione sismica, effettuato, sia in direzione +X che in direzione -X.

ANALISI SISMICA

In direzione longitudinale X

Moltiplicatore orizzontale di collasso					
minimo fra tutti gli Archi ideali e i due versi :				0.190	
Struttura:	Arco	Arco n°:	1	Verso:	+ X

Moltiplicatori di collasso	Arco		Pied. Sx		Pied. Dx		Timpano
Tipo di Verifica	+ X	- X	+ X	- X	+ X	- X	
Stabilità (Equilibrio della struttura)	0.190	0.190					
Taglio / Attrito (nei giunti)	0.190	0.190					
Compressione	0.190	0.190					
Trazione dei rinforzi							

Verifica per SLV

domanda:
PGA,DLV = 0.381 g
TR,DLV = 712 anni

Verifica NON Soddisfatta

ζ_E Indicatori di Rischio Sismico

	PGA,CLV (g)	TR,CLV (anni)	PGA,CLV / PGA,DLV (target = 0.800)	TR,CLV / TR,DLV
Arco	0.171	62	0.448	0.087
Piedritti				
Timpano				
Minimo	0.171	62	0.448	0.087

Si analizza il comportamento a ribaltamento semplice del timpano. Il cinematismo è calcolato a partire da una altezza media del timpano considerato rispetto a tutta la luce del ponte ad arco. Il meccanismo viene verificato in accordo a quanto riportato al paragrafo 2.12.3.2.2.5 del Manuale di Progettazione delle Opere Civili, Parte II – Sezione 2, Ponti e Strutture di RFI. La verifica è svolta effettuando l'analisi cinematica lineare.

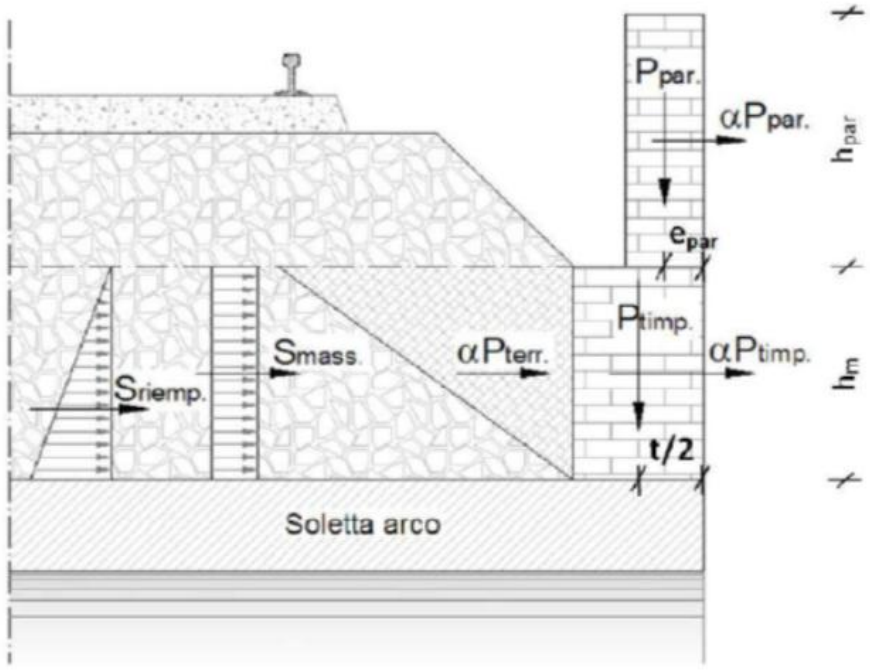


Figura 19.2:Forze agenti sul timpano durante l'azione sismica

Si mostra di seguito la verifica effettuata:

Calcolo e verifica del coefficiente di collasso secondo il D.M. 14/01/2008 - Analisi cinematica lineare ver. 1.2

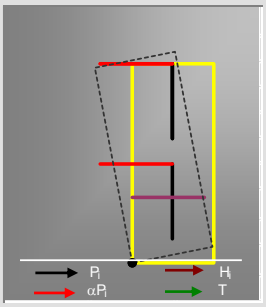
azioni applicate

n°	Masse sismiche	P_i (kN)	x_i (m)	y_i (m)
1	PP_parete	21.74	0.225	1.595
2	PP_soletta	22.00	0.225	3.19
3	PP_pavimentazione	4.52	0.225	3.19
4				
5				
6				
7				
8				
9				
10				

n°	Azioni orizzontali	H_i (kN)	x_{Hi} (m)	y_{Hi} (m)
1	spinta Riem	-11.60		1.06
2				
3				
4				
5				

grafico parete ribaltante

spess. (m) 0.45
altezza (m) 3.19
rot. parete 11°
scala F_i 6°
scala x_i 3°



dimensionamento tirante

	x_T (m)	y_T (m)	β_T (°)
posizione tirante	0.00	0.00	0°.0

trazione tirante T (kN) #DIV/0!



calcolo arretramento cerniera t

tensione di rottura per schiacciamento σk (MPa)	2.59
lunghezza cerniera ℓ (m)	8.12
massa totale M (kN)	48.25
arretramento t (cm)	0.00

calcolo coefficiente di collasso α_0

momenti stabilizzanti M_{stab} (kNm)	-1.48
momenti instabilizzanti M_{instab} (kNm)	119.25
massa partecipante al cinematismo M* (t)	4.46
α_0	**-0.0124**

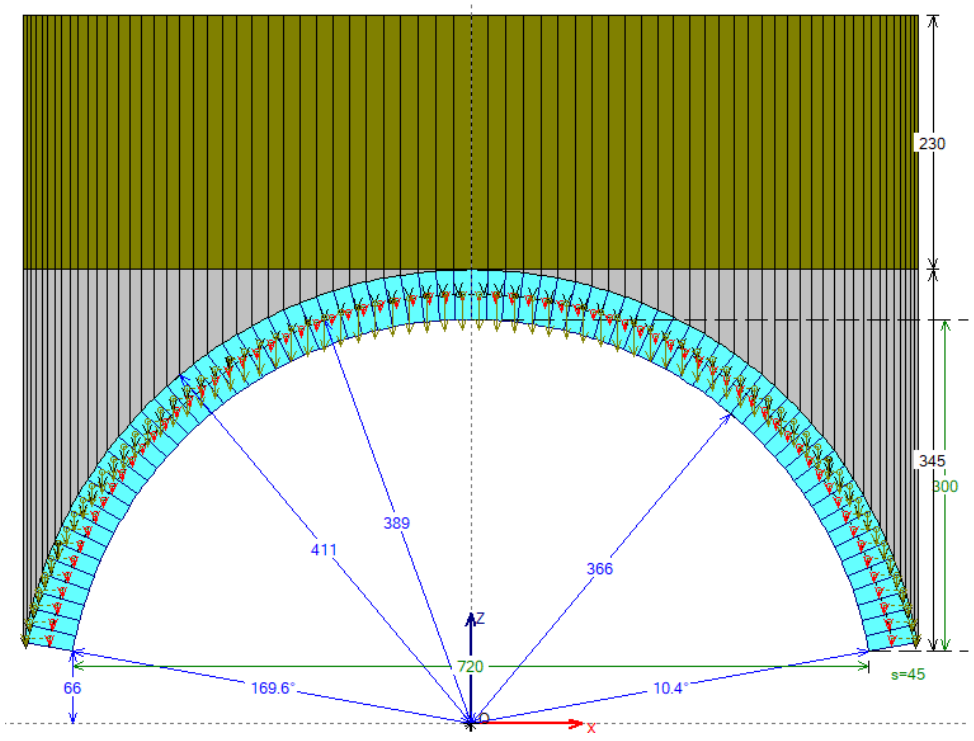
verifica mediante analisi cinematica lineare

- ○ Elemento isolato o comunque appoggiato a terra
- ◉ Elemento posto a quota diversa dal terreno

altezza del baricentro delle linee di vincolo Z_0 (m)	2.30
coefficiente di partecipazione modale γ	1.00
quota baricentro masse risp piano di fondazione Z (m)	4.77
frazione di massa partecipante e*	0.907
accelerazione sismica spettrale a^*_g/g	**-0.0101**
a^*_g/g normativa	**0.4415**
Z_e	-0.02294

Necessari rinforzi

19.3.2.2.2 Verifiche allo stato di progetto



Si mostrano i risultati in termini di sforzo Normale, taglio, momento e tensioni e curva delle pressioni:

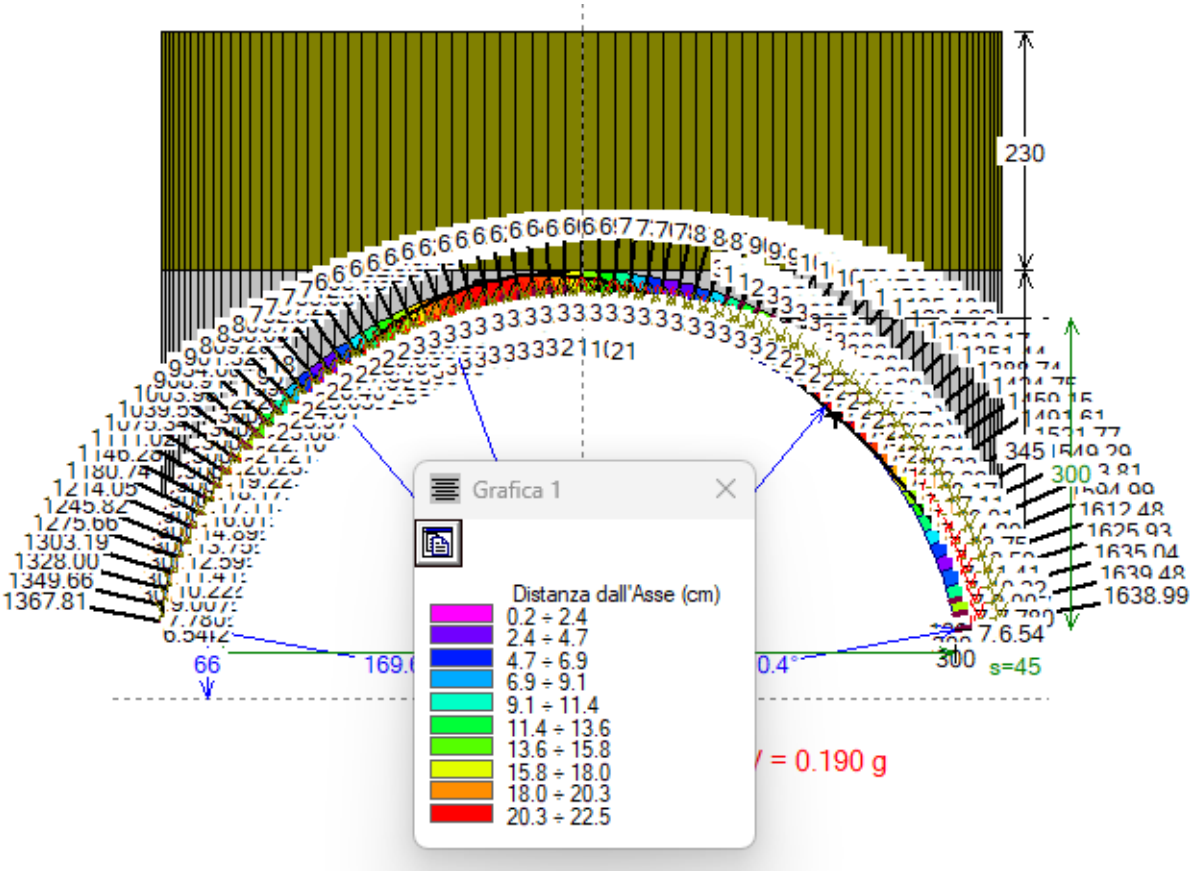


Figure 19.11: Diagramma dello sforzo normale

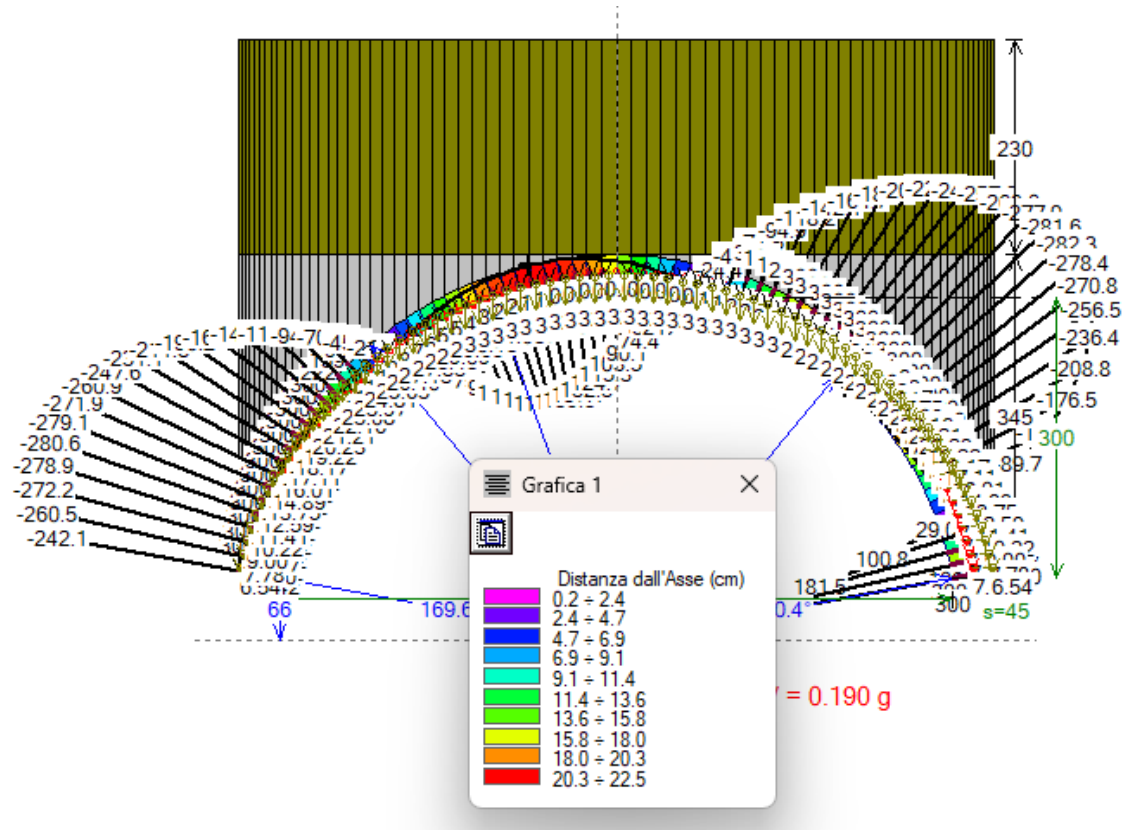


Figure 19.12: Diagramma del momento

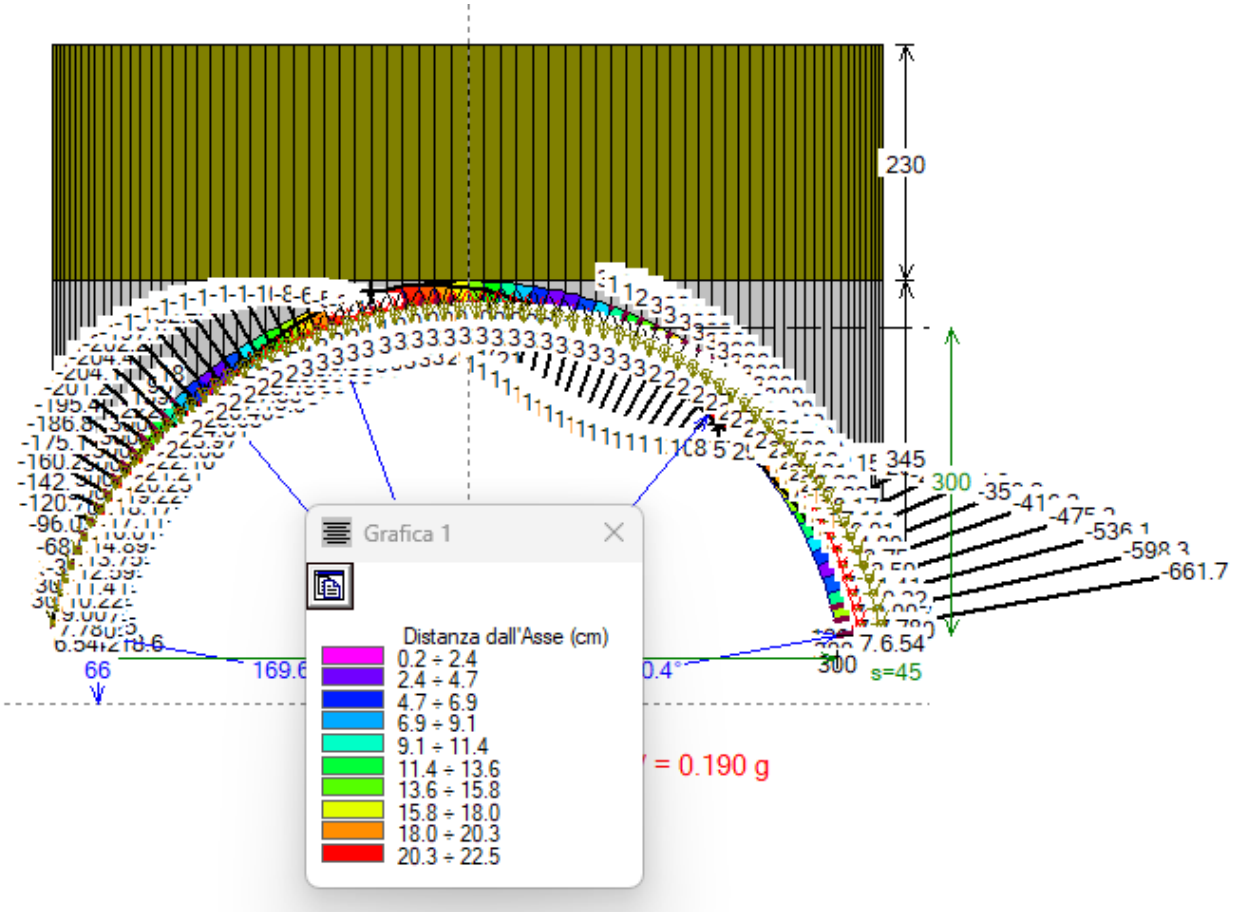


Figure 19.13:Diagramma del taglio

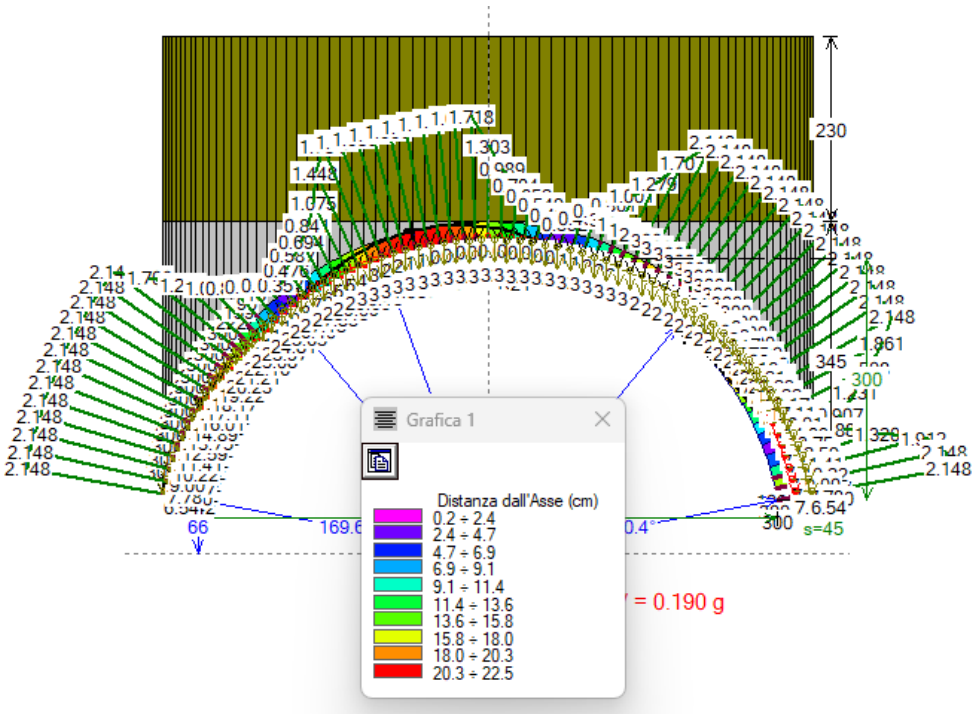


Figure 19.14:Diagramma delle tensioni

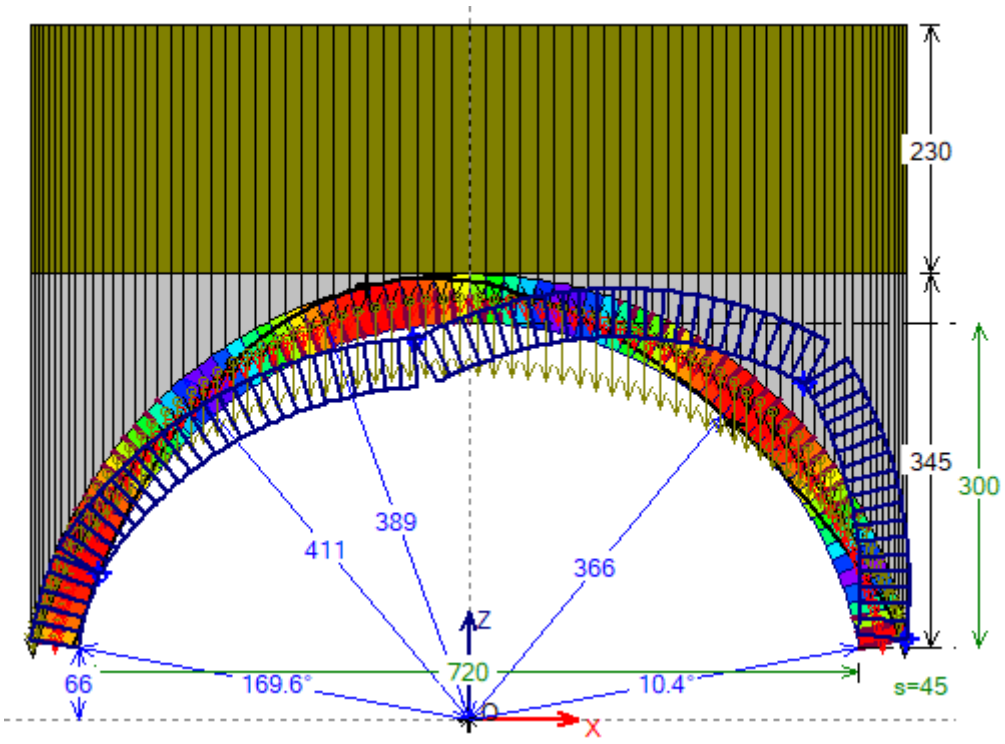


Figure 19.15:Diagramma delle curve delle pressioni

Si mostra di seguito il riepilogo dello studio della volta, in condizione sismica, effettuato, sia in direzione +X che in direzione -X.

ANALISI SISMICA

In direzione longitudinale X

Moltiplicatore orizzontale di collasso					
minimo fra tutti gli Archi ideali e i due versi :					0.207
Struttura:	Arco	Arco n°:	1	Verso:	+ X

Moltiplicatori di collasso	Arco		Pied. Sx		Pied. Dx		Timpano
Tipo di Verifica	+ X	- X	+ X	- X	+ X	- X	
Stabilità (Equilibrio della struttura)	0.207	0.207					
Taglio / Attrito (nei giunti)	0.207	0.207					
Compressione	0.207	0.207					
Trazione dei rinforzi							

Verifica per SLV

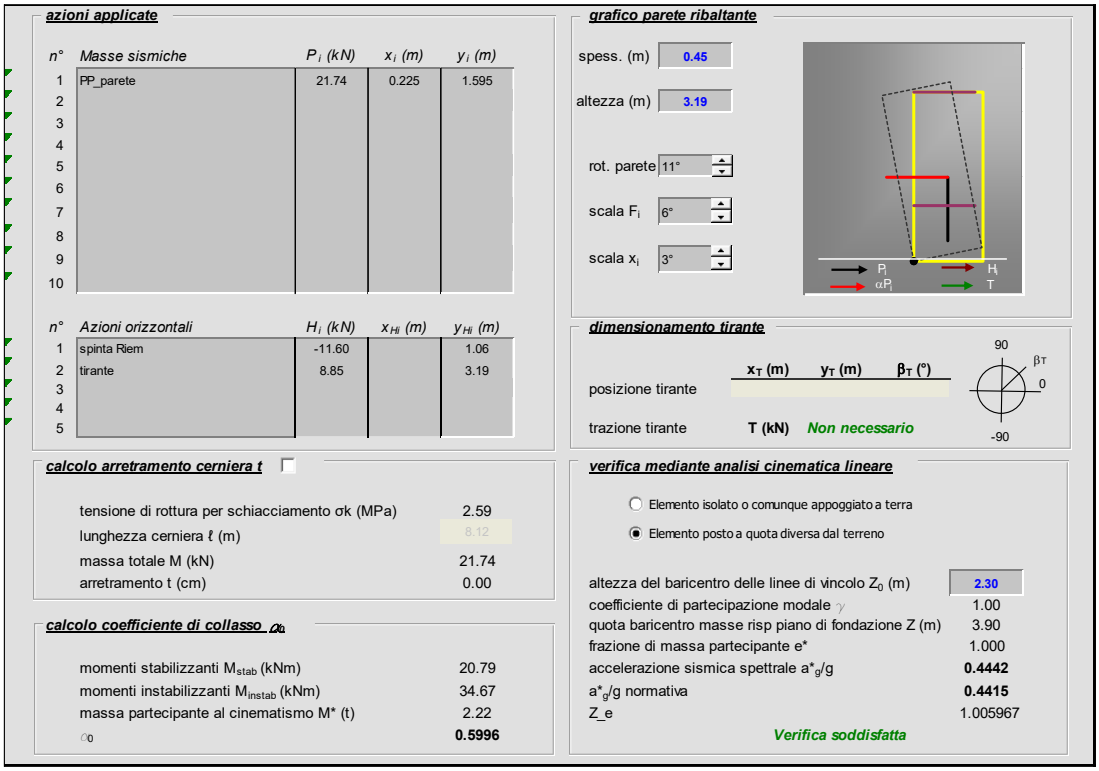
domanda:
PGA,DLV = 0.381 g
TR,DLV = 712 anni

Verifica NON Soddisfatta

ζ_E Indicatori di Rischio Sismico

	PGA,CLV (g)	TR,CLV (anni)	PGA,CLV / PGA,DLV (target = 0.800)	TR,CLV / TR,DLV
Arco	0.190	78	0.498	0.110
Piedritti				
Timpano				
Minimo	0.190	78	0.498	0.110

Si analizza il comportamento a ribaltamento semplice del timpano, valutando gli effetti degli interventi previsti nella configurazione di progetto. In corrispondenza della sommità del timpano è realizzata una soletta in calcestruzzo armato di spessore pari a 8 cm, armata con rete elettrosaldata costituita da barre di diametro 8 mm disposte con passo 20 × 20 cm. La soletta è collegata al timpano mediante ancoraggi chimici, realizzati con barre in acciaio B450C di diametro 16 mm posizionate con interasse di 1,00 m. Tale sistema di connessione conferisce alla soletta un comportamento collaborante con il paramento murario, consentendole di svolgere una funzione assimilabile a quella di un tirante capace di contrastare efficacemente le azioni fuori piano e impedire il ribaltamento del timpano.



Si verifica che la barra di diametro 16 inghisata all'interno del timpano sia in grado di assorbire il taglio derivante dal meccanismo di ribaltamento. Si verifica il meccanismo di taglio puro della barra:

Ved	8.68	kN
n		
\phi	16	
fyd	391.3043	
Tau_rd	225.9197	
area	201.06	mm
n_barre	1	
T_rd	45.4	kN
C/D	5.23	

19.3.2.3 RIEPILOGO DEGLI ζ_E DELL'ARCATA

Si mostra di seguito una tabella riassuntiva degli ζ_E pre e post intervento.

ζ_E della campata			
ζ_E	arco	timpano	totale strut
pre-intervento	0.448	0.022	0.022
post intervento	0.498	1.00	0.498

19.4 *VERIFICHE DELLA CAMPATA CENTRALE*

La presente fase di studio riguarda la modellazione della campata centrale, finalizzata alla definizione delle caratteristiche geometriche e meccaniche della struttura. L'elemento portante è costituito da un'arcata in calcestruzzo. Dal punto di vista geometrico, l'arcata presenta una configurazione a sesto ribassato, con una corda pari a 15.00 m e una freccia di 4.15 m, lo spessore dell'arcata è pari a 0.65m. Tali parametri risultano fondamentali per la corretta impostazione del modello di calcolo e per l'analisi del comportamento strutturale della campata oggetto di indagine.

19.4.1 *CARICHI APPLICATI ALLA STRUTTURA*

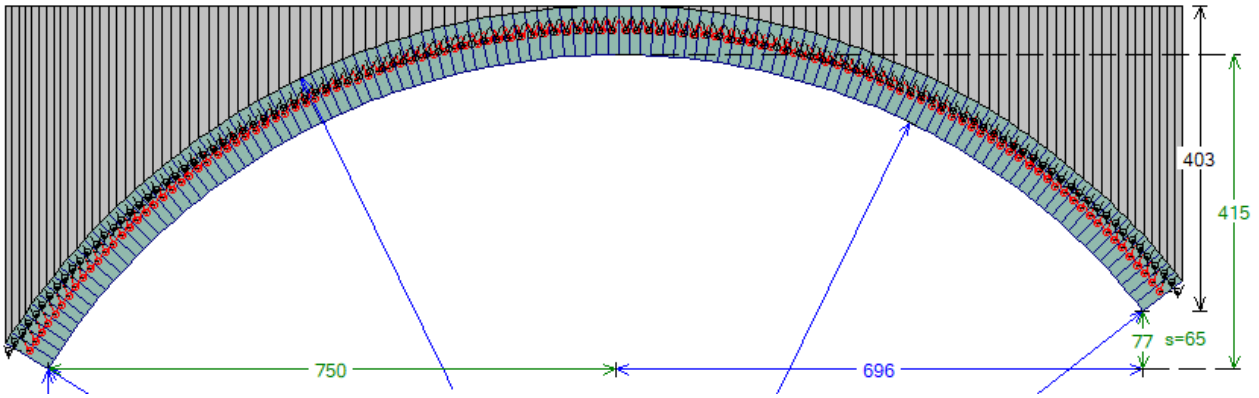
Vengono presi i carichi riferiti al peso proprio dell'arcata e al peso proprio degli elementi. Entrambi sono calcolati in automatico dal software di calcolo. Vengono assegnate le seguenti densità ai due materiali:

- Volta in muratura 24 kN/m^3
- Riempimento 18 kN/ m^3

19.4.2 *VERIFICHE SULL'ARCATA*

19.4.2.1 VERIFICHE ALLO SLU

Si mostra di seguito il modello realizzato:



Si mostrano i risultati in termini di sforzo Normale, taglio, momento e tensioni e curva delle pressioni:

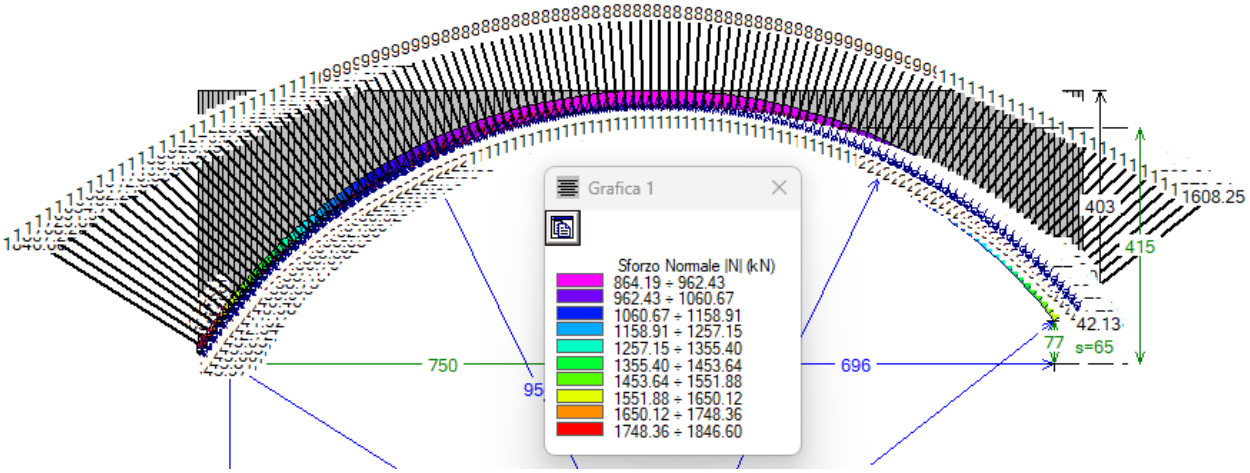


Figure 19.16: Diagramma dello sforzo normale

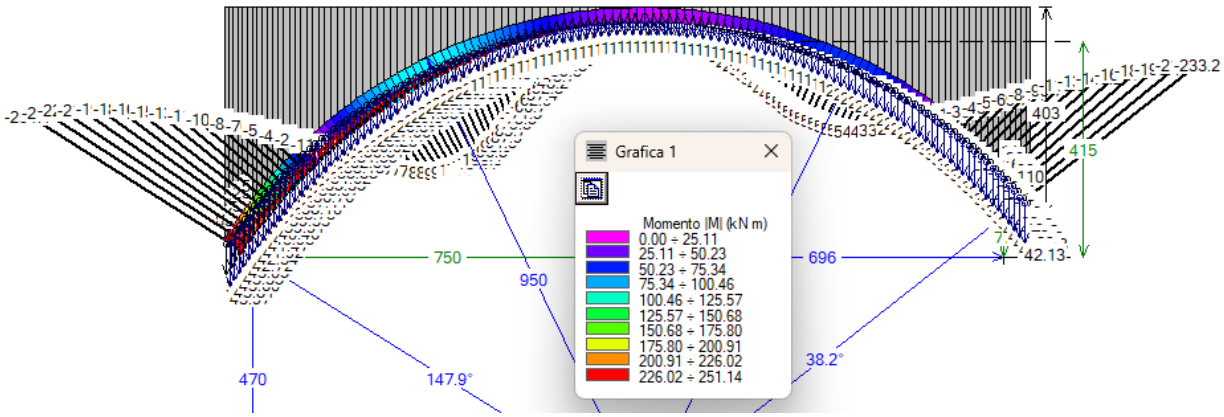


Figure 19.17: Diagramma del momento

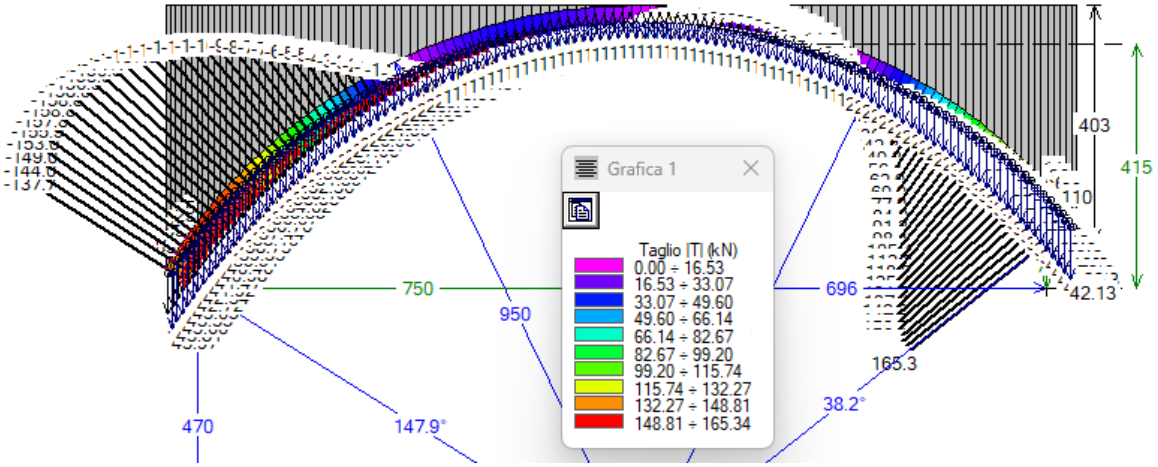


Figure 19.18:Diagramma del taglio

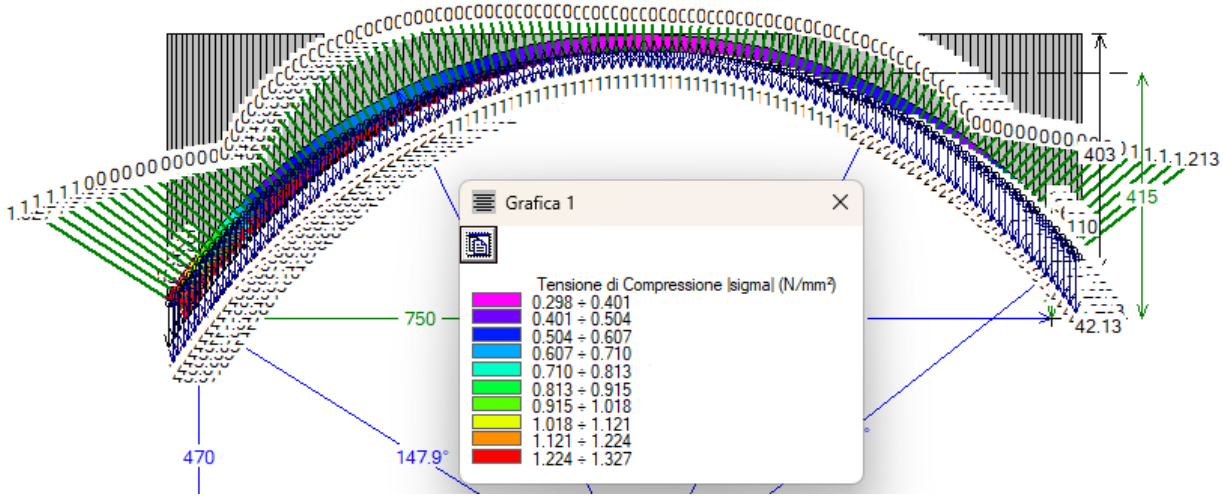


Figure 19.19:Diagramma delle tensioni

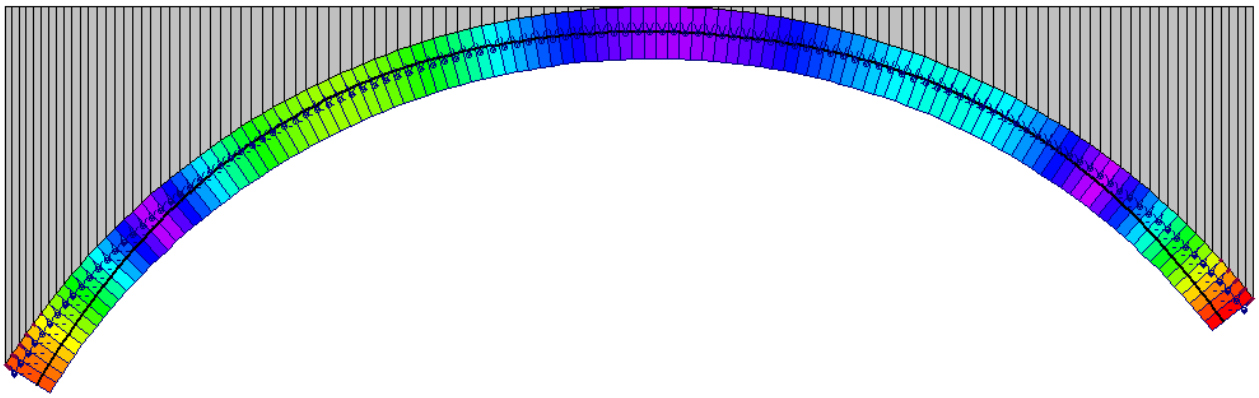


Figure 19.20:Diagramma delle curve delle pressioni

ANALISI STATICA EQU (SLU)

Risultati Analisi Limite e Verifiche di sicurezza

Analisi Statica > Combinazione di Condizioni di Carico (CCC) 1 (di 1)

ARCO

Analisi Statica > CCC 1 (di 1) [molt.coll. dell'arco: n.d.]

Verifica SODDISFATTA

Verifica di Stabilità (Equilibrio dell'arco) SODDISFATTA

Verifica a Taglio nei giunti SODDISFATTA
[La verifica viene eseguita confrontando la sollecitazione T con la resistenza V,Rd]

Verifica a Compressione del calcestruzzo SODDISFATTA
[confronto tra max Tensione di Compressione e Resistenza di progetto f,cd]

Resistenze di progetto:
Resistenza a compressione di progetto del calcestruzzo fcd:
fcm = 22.120 N/mm²
fck = fcm - 8 = 14.120 N/mm² [§11.2.2 NTC]
FC = 1.20
γC = 1.50 (adeguamento statico del ponte in calcestruzzo esistente)
fcd = min(fcm/FC/γC; fck/FC) = 11.767 N/mm² [§6.3.4 LG 2022]
Diagramma di progetto tensione-deformazione [§4.1.2.1.2.1]: (c) rettangolo (stress-block)
Resistenza a taglio di progetto del calcestruzzo: da LG 2022 (§6.3.5.2)
Taglio ultimo (taglio resistente): Vrd = 0.3*fck^0.5 *bw*d/γC/(1+0.0022*d), con bw=base e d=altezza utile della sezione del giunto (=h, altezza della sezione, per sezione non rinforzata)

Sforzi nelle Interfacce dei Conci

N.	N estrad. (kN)	N intrad. (kN)	Taglio ultimo (kN)	Taglio (kN)	Risult. (kN)	Momento ultimo (kNm)	Momento (kNm)	dist.:intr.- asse (cm)	σ,compr. (N/mm²)	f,cd (N/mm²)	zona reagente (cm)
1	536.91	1309.69	-137.71	-987.04	1851.73	-251.14	-570.64	18.9	-13.6	1.327	11.767	56.7
2	536.06	1271.17	-143.95	-987.04	1812.95	-238.55	-559.08	19.3	-13.2	1.271	11.767	57.9

3	536.94	1231.35	-149.04	-987.04	1774.56	-226.34	-547.63	19.7	-12.8	1.219	11.767	59.1
4	539.36	1190.50	-153.02	-987.04	1736.61	-211.04	-536.31	20.3	-12.2	1.157	11.767	60.9
5	543.10	1148.87	-155.93	-987.04	1699.14	-196.27	-525.12	20.9	-11.6	1.099	11.767	62.7
6	547.98	1106.73	-157.83	-987.04	1662.22	-182.02	-514.09	21.5	-11.0	1.045	11.767	64.5
7	553.81	1064.30	-158.77	-987.04	1625.88	-166.67	-503.23	22.2	-10.3	0.989	11.767	65.0
8	560.42	1021.82	-158.79	-987.04	1590.19	-150.31	-492.56	23.0	-9.5	0.931	11.767	65.0
9	567.62	979.49	-157.95	-987.04	1555.15	-134.60	-482.10	23.8	-8.7	0.874	11.767	65.0
10	575.28	937.52	-156.30	-987.04	1520.85	-118.00	-471.85	24.7	-7.8	0.815	11.767	65.0
11	583.23	896.10	-153.91	-987.04	1487.31	-102.07	-461.84	25.6	-6.9	0.759	11.767	65.0
12	591.34	855.39	-150.81	-987.04	1454.57	-85.36	-452.07	26.6	-5.9	0.700	11.767	65.0
13	599.47	815.57	-147.08	-987.04	1422.66	-70.75	-442.56	27.5	-5.0	0.648	11.767	65.0
14	607.51	776.78	-142.76	-987.04	1391.63	-55.37	-433.31	28.5	-4.0	0.594	11.767	65.0
15	615.33	739.14	-137.91	-987.04	1361.47	-40.63	-424.33	29.5	-3.0	0.542	11.767	65.0
16	622.85	702.80	-132.59	-987.04	1332.26	-26.51	-415.63	30.5	-2.0	0.492	11.767	65.0
17	629.97	667.84	-126.85	-987.04	1303.99	-11.68	-407.21	31.6	-0.9	0.440	11.767	65.0
18	636.60	634.37	-120.74	-987.04	1276.69	1.27	399.09	32.6	0.1	0.402	11.767	65.0
19	642.68	602.47	-114.32	-987.04	1250.39	12.45	391.26	33.5	1.0	0.426	11.767	65.0
20	648.13	572.21	-107.64	-987.04	1225.08	24.41	383.72	34.5	2.0	0.453	11.767	65.0
21	652.91	543.64	-100.75	-987.04	1200.78	35.90	376.49	35.5	3.0	0.479	11.767	65.0
22	656.96	516.82	-93.71	-987.04	1177.51	45.78	369.56	36.4	3.9	0.500	11.767	65.0
23	660.26	491.77	-86.55	-987.04	1155.28	55.30	362.92	37.3	4.8	0.521	11.767	65.0
24	662.77	468.51	-79.33	-987.04	1134.06	63.35	356.59	38.1	5.6	0.538	11.767	65.0
25	664.47	447.06	-72.09	-987.04	1113.87	71.14	350.56	38.9	6.4	0.554	11.767	65.0
26	665.35	427.42	-64.88	-987.04	1094.69	77.59	344.82	39.6	7.1	0.567	11.767	65.0
27	665.41	409.57	-57.73	-987.04	1076.53	82.77	339.37	40.2	7.7	0.576	11.767	65.0
28	664.65	393.49	-50.69	-987.04	1059.35	87.83	334.21	40.8	8.3	0.586	11.767	65.0
29	663.07	379.17	-43.79	-987.04	1043.16	92.76	329.33	41.4	8.9	0.595	11.767	65.0
30	660.71	366.55	-37.07	-987.04	1027.93	95.54	324.73	41.8	9.3	0.598	11.767	65.0
31	657.57	355.60	-30.56	-987.04	1013.63	98.28	320.40	42.2	9.7	0.602	11.767	65.0
32	653.69	346.26	-24.29	-987.04	1000.24	100.00	316.33	42.5	10.0	0.603	11.767	65.0
33	649.11	338.47	-18.28	-987.04	987.75	100.73	312.52	42.7	10.2	0.601	11.767	65.0
34	643.85	332.16	-12.57	-987.04	976.09	101.51	308.96	42.9	10.4	0.599	11.767	65.0
35	637.97	327.27	-7.16	-987.04	965.27	101.35	305.64	43.0	10.5	0.596	11.767	65.0
36	631.51	323.71	-2.10	-987.04	955.22	100.30	302.55	43.0	10.5	0.589	11.767	65.0
37	624.52	321.41	2.62	987.04	945.93	98.38	299.68	42.9	10.4	0.581	11.767	65.0
38	617.06	320.28	6.97	987.04	937.37	96.55	297.03	42.8	10.3	0.573	11.767	65.0
39	609.19	320.23	10.94	987.04	929.48	93.87	294.59	42.6	10.1	0.563	11.767	65.0
40	600.96	321.17	14.53	987.04	922.24	91.29	292.33	42.4	9.9	0.553	11.767	65.0
41	592.43	323.01	17.73	987.04	915.61	87.88	290.27	42.1	9.6	0.541	11.767	65.0
42	583.66	325.66	20.53	987.04	909.55	83.66	288.37	41.7	9.2	0.527	11.767	65.0
43	574.73	329.02	22.93	987.04	904.04	79.53	286.65	41.3	8.8	0.513	11.767	65.0
44	565.69	332.99	24.93	987.04	899.03	75.49	285.08	40.9	8.4	0.500	11.767	65.0
45	556.60	337.48	26.54	987.04	894.47	71.53	283.66	40.5	8.0	0.487	11.767	65.0
46	547.54	342.40	27.76	987.04	890.37	66.75	282.38	40.0	7.5	0.472	11.767	65.0
47	538.55	347.65	28.61	987.04	886.66	62.03	281.22	39.5	7.0	0.457	11.767	65.0
48	529.71	353.16	29.08	987.04	883.35	57.39	280.19	39.0	6.5	0.443	11.767	65.0
49	521.06	358.82	29.20	987.04	880.36	52.79	279.26	38.5	6.0	0.428	11.767	65.0
50	512.67	364.57	28.98	987.04	877.72	48.25	278.44	38.0	5.5	0.414	11.767	65.0
51	504.60	370.31	28.43	987.04	875.37	43.75	277.72	37.5	5.0	0.401	11.767	65.0
52	496.89	375.98	27.57	987.04	873.31	39.28	277.09	37.0	4.5	0.387	11.767	65.0
53	489.59	381.49	26.43	987.04	871.48	34.84	276.53	36.5	4.0	0.374	11.767	65.0
54	482.74	386.80	25.02	987.04	869.90	31.30	276.06	36.1	3.6	0.363	11.767	65.0
55	476.40	391.83	23.37	987.04	868.54	27.78	275.65	35.7	3.2	0.352	11.767	65.0
56	470.60	396.53	21.51	987.04	867.40	24.28	275.31	35.3	2.8	0.342	11.767	65.0
57	465.37	400.85	19.44	987.04	866.44	20.79	275.03	34.9	2.4	0.332	11.767	65.0
58	460.74	404.75	17.22	987.04	865.66	18.18	274.80	34.6	2.1	0.324	11.767	65.0
59	456.73	408.19	14.85	987.04	865.05	15.57	274.63	34.3	1.8	0.316	11.767	65.0
60	453.38	411.15	12.37	987.04	864.62	13.83	274.50	34.1	1.6	0.311	11.767	65.0
61	450.69	413.60	9.81	987.04	864.35	12.10	274.43	33.9	1.4	0.306	11.767	65.0
62	448.67	415.52	7.20	987.04	864.22	10.37	274.40	33.7	1.2	0.301	11.767	65.0
63	447.34	416.90	4.56	987.04	864.25	9.51	274.41	33.6	1.1	0.298	11.767	65.0
64	446.68	417.75	1.93	987.04	864.43	9.51	274.47	33.6	1.1	0.298	11.767	65.0
65	446.71	418.06	-0.66	-987.04	864.77	9.51	274.58	33.6	1.1	0.298	11.767	65.0
66	447.41	417.85	-3.19	-987.04	865.27	9.52	274.73	33.6	1.1	0.299	11.767	65.0
67	448.77	417.15	-5.63	-987.04	865.94	10.39	274.94	33.7	1.2	0.301	11.767	65.0
68	450.77	415.96	-7.94	-987.04	866.77	11.27	275.19	33.8	1.3	0.304	11.767	65.0

69	453.38	414.33	-10.11	-987.04	867.77	13.02	275.49	34.0	1.5	0.310	11.767	65.0
70	456.59	412.30	-12.10	-987.04	868.97	14.77	275.86	34.2	1.7	0.315	11.767	65.0
71	460.36	409.91	-13.88	-987.04	870.38	16.54	276.28	34.4	1.9	0.321	11.767	65.0
72	464.65	407.21	-15.44	-987.04	872.00	18.31	276.78	34.6	2.1	0.326	11.767	65.0
73	469.43	404.25	-16.74	-987.04	873.84	20.97	277.34	34.9	2.4	0.334	11.767	65.0
74	474.65	401.11	-17.77	-987.04	875.94	23.65	277.98	35.2	2.7	0.343	11.767	65.0
75	480.26	397.85	-18.51	-987.04	878.31	27.22	278.71	35.6	3.1	0.354	11.767	65.0
76	486.22	394.55	-18.93	-987.04	880.97	29.95	279.54	35.9	3.4	0.363	11.767	65.0
77	492.48	391.27	-19.03	-987.04	883.95	32.70	280.46	36.2	3.7	0.371	11.767	65.0
78	498.97	388.10	-18.77	-987.04	887.27	36.37	281.49	36.6	4.1	0.383	11.767	65.0
79	505.64	385.12	-18.16	-987.04	890.95	39.19	282.63	36.9	4.4	0.392	11.767	65.0
80	512.43	382.43	-17.17	-987.04	895.02	42.06	283.90	37.2	4.7	0.402	11.767	65.0
81	519.29	380.10	-15.81	-987.04	899.53	44.97	285.30	37.5	5.0	0.412	11.767	65.0
82	526.14	378.24	-14.05	-987.04	904.49	47.93	286.85	37.8	5.3	0.422	11.767	65.0
83	532.93	376.93	-11.90	-987.04	909.94	50.95	288.54	38.1	5.6	0.432	11.767	65.0
84	539.59	376.28	-9.36	-987.04	915.92	53.12	290.40	38.3	5.8	0.441	11.767	65.0
85	546.06	376.36	-6.43	-987.04	922.44	55.35	292.42	38.5	6.0	0.449	11.767	65.0
86	552.28	377.29	-3.10	-987.04	929.58	56.70	294.63	38.6	6.1	0.455	11.767	65.0
87	558.19	379.14	0.62	987.04	937.33	58.11	297.03	38.7	6.2	0.462	11.767	65.0
88	563.73	382.01	4.72	987.04	945.75	58.64	299.63	38.7	6.2	0.466	11.767	65.0
89	568.83	386.00	9.18	987.04	954.87	59.20	302.43	38.7	6.2	0.470	11.767	65.0
90	573.46	391.17	14.00	987.04	964.73	58.84	305.45	38.6	6.1	0.472	11.767	65.0
91	577.54	397.63	19.16	987.04	975.36	58.51	308.70	38.5	6.0	0.475	11.767	65.0
92	581.04	405.45	24.65	987.04	986.80	57.22	312.19	38.3	5.8	0.475	11.767	65.0
93	583.91	414.69	30.43	987.04	999.06	54.92	315.92	38.0	5.5	0.472	11.767	65.0
94	586.11	425.44	36.49	987.04	1012.21	52.60	319.90	37.7	5.2	0.469	11.767	65.0
95	587.60	437.75	42.80	987.04	1026.24	48.19	324.14	37.2	4.7	0.461	11.767	65.0
96	588.36	451.67	49.33	987.04	1041.20	44.72	328.65	36.8	4.3	0.455	11.767	65.0
97	588.35	467.26	56.06	987.04	1057.10	39.06	333.43	36.2	3.7	0.444	11.767	65.0
98	587.56	484.56	62.94	987.04	1073.97	33.24	338.49	35.6	3.1	0.432	11.767	65.0
99	585.97	503.60	69.94	987.04	1091.81	27.24	343.84	35.0	2.5	0.420	11.767	65.0
100	583.58	524.40	77.03	987.04	1110.65	18.84	349.47	34.2	1.7	0.402	11.767	65.0
101	580.39	546.98	84.16	987.04	1130.51	11.27	355.40	33.5	1.0	0.386	11.767	65.0
102	576.41	571.35	91.30	987.04	1151.39	1.15	361.62	32.6	0.1	0.363	11.767	65.0
103	571.66	597.49	98.39	987.04	1173.28	-8.18	-368.14	31.8	-0.7	0.390	11.767	65.0
104	566.15	625.39	105.39	987.04	1196.19	-19.06	-374.96	30.9	-1.6	0.428	11.767	65.0
105	559.93	655.03	112.26	987.04	1220.14	-30.37	-382.09	30.0	-2.5	0.469	11.767	65.0
106	553.02	686.36	118.94	987.04	1245.07	-43.38	-389.51	29.0	-3.5	0.514	11.767	65.0
107	545.50	719.33	125.38	987.04	1271.03	-56.92	-397.22	28.0	-4.5	0.561	11.767	65.0
108	537.41	753.88	131.54	987.04	1297.97	-69.73	-405.24	27.1	-5.4	0.606	11.767	65.0
109	528.82	789.93	137.35	987.04	1325.88	-84.40	-413.54	26.1	-6.4	0.657	11.767	65.0
110	519.81	827.40	142.78	987.04	1354.75	-99.69	-422.14	25.1	-7.4	0.710	11.767	65.0
111	510.47	866.17	147.75	987.04	1384.55	-115.64	-431.01	24.1	-8.4	0.766	11.767	65.0
112	500.90	906.15	152.22	987.04	1415.26	-132.26	-440.16	23.1	-9.4	0.823	11.767	65.0
113	491.21	947.19	156.13	987.04	1446.85	-148.16	-449.57	22.2	-10.3	0.879	11.767	65.0
114	481.50	989.16	159.42	987.04	1479.28	-164.71	-459.25	21.3	-11.2	0.937	11.767	63.9
115	471.91	1031.90	162.04	987.04	1512.51	-181.96	-469.17	20.4	-12.1	1.001	11.767	61.2
116	462.58	1075.24	163.94	987.04	1546.53	-198.38	-479.33	19.6	-12.9	1.065	11.767	58.8
117	453.64	1119.00	165.06	987.04	1581.28	-217.02	-489.70	18.7	-13.8	1.142	11.767	56.1
118	445.26	1162.99	165.34	987.04	1616.73	-233.20	-500.30	18.0	-14.5	1.213	11.767	54.0

19.4.2.2 VERIFICHE ALLO SLV

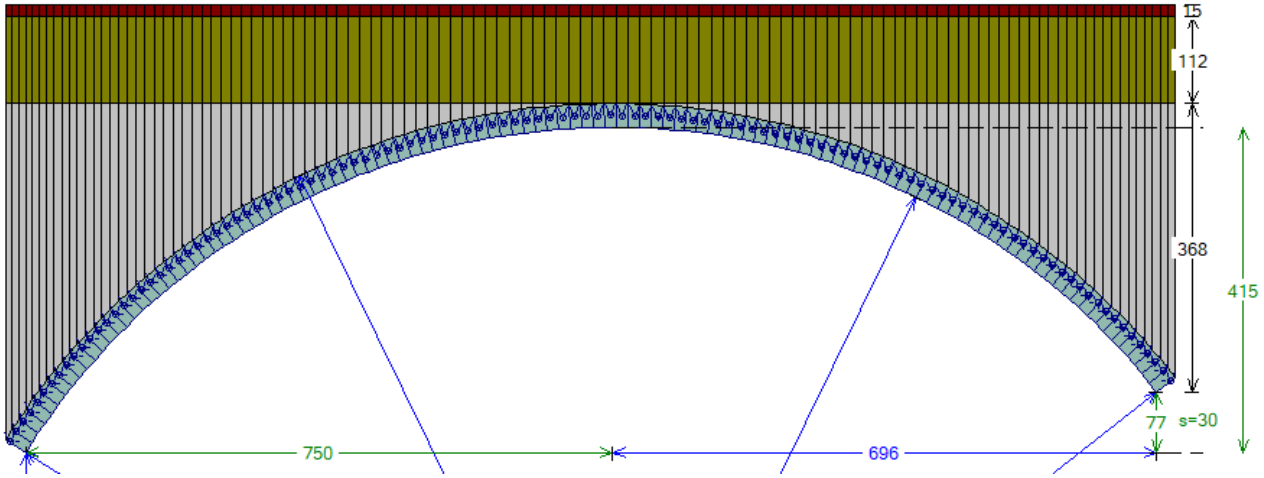
La presente relazione riporta i risultati delle analisi condotte allo Stato Limite di Salvaguardia della Vita (SLV) sul sistema voltato. L'approccio adottato si basa sui principi dell'analisi limite, finalizzata alla determinazione del moltiplicatore minimo dei carichi orizzontali in grado di innescare un meccanismo di collasso. A tale moltiplicatore è associata la corrispondente accelerazione di picco al suolo (PGA) di capacità, intesa come il valore di accelerazione necessario all'attivazione del meccanismo. Questo parametro viene confrontato con la PGA di domanda, definita in funzione delle condizioni sismiche proprie del sito e del tempo di ritorno relativo allo stato limite considerato. Il rapporto tra PGA di capacità (PGA,c) e PGA di domanda (PGA,d), indicato con il coefficiente ζ_E, rappresenta l'indicatore di sicurezza dell'elemento analizzato; il valore minimo di tale rapporto

tra i diversi meccanismi esaminati viene assunto come rappresentativo del livello di sicurezza dell'intera struttura.

Si analizzano sia le condizioni di stato di fatto che la condizione di stato di progetto e si mostrerà come varia il comportamento sismico prima e dopo l'intervento di progetto.

19.4.2.2.1 Verifiche allo stato di fatto

Si mostra di seguito il modello realizzato:



Si mostrano i risultati in termini di sforzo Normale, taglio, momento e tensioni e curva delle pressioni:

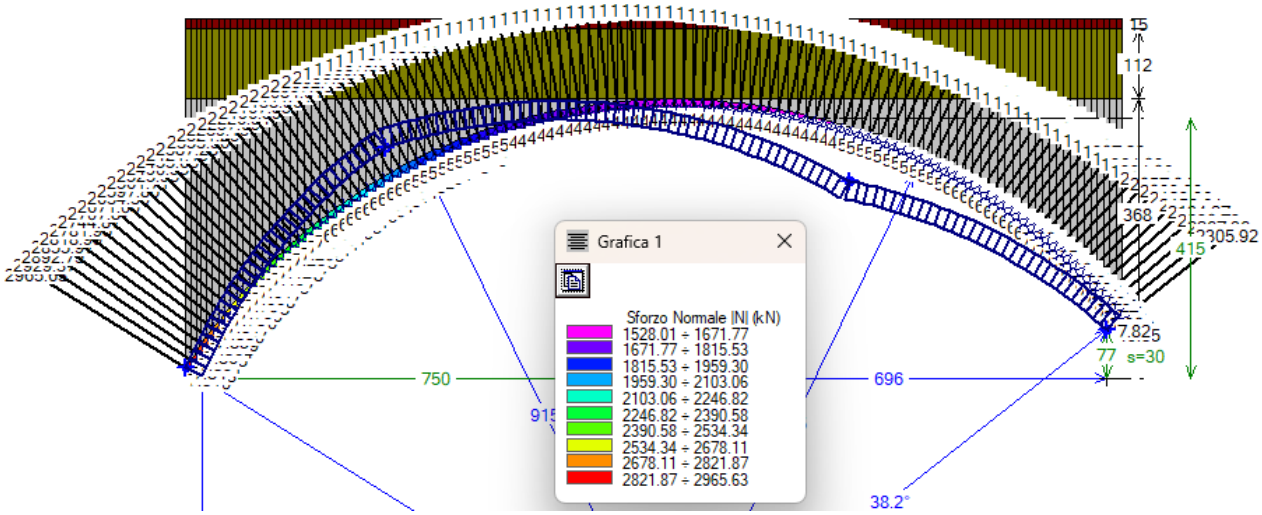


Figure 19.21: Diagramma dello sforzo normale

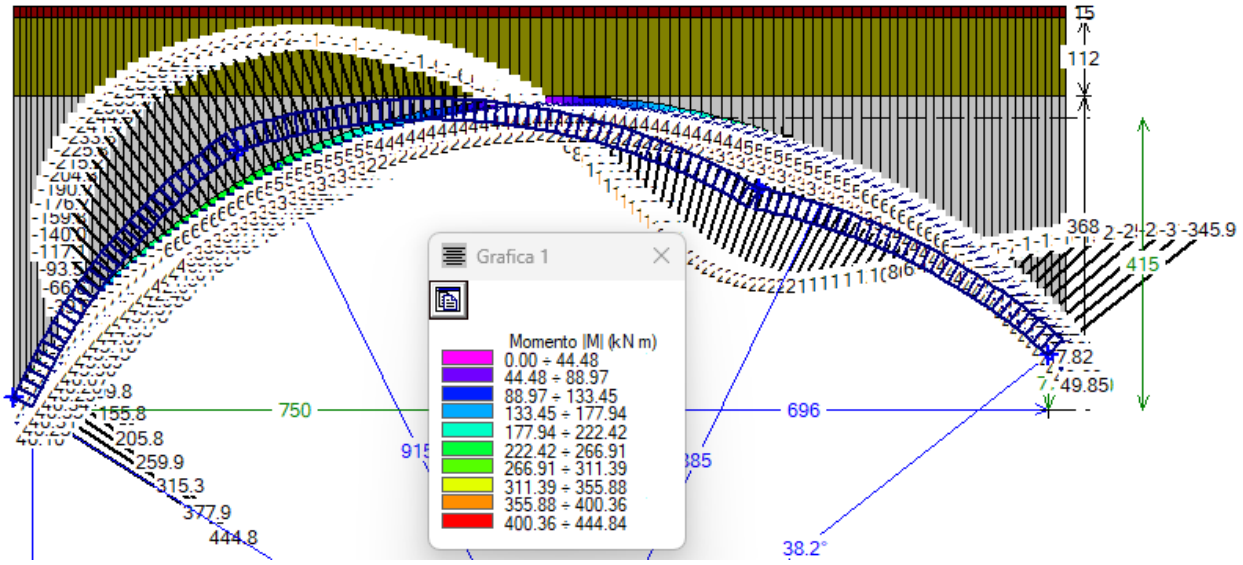


Figure 19.22: Diagramma del momento

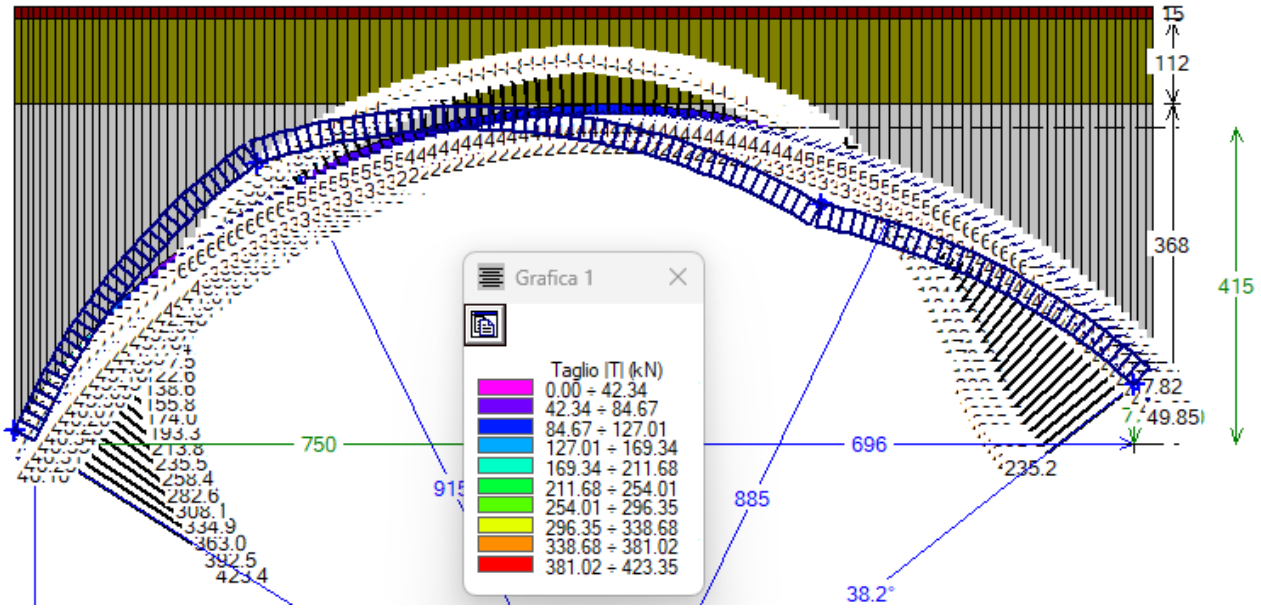


Figure 19.23:Diagramma del taglio

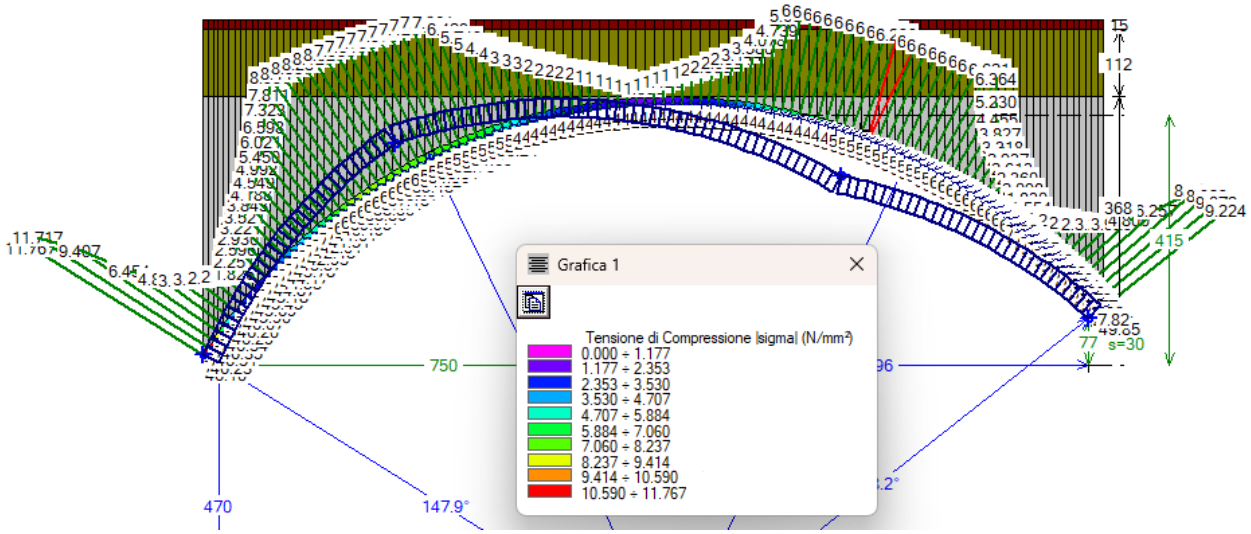


Figure 19.24:Diagramma delle tensioni

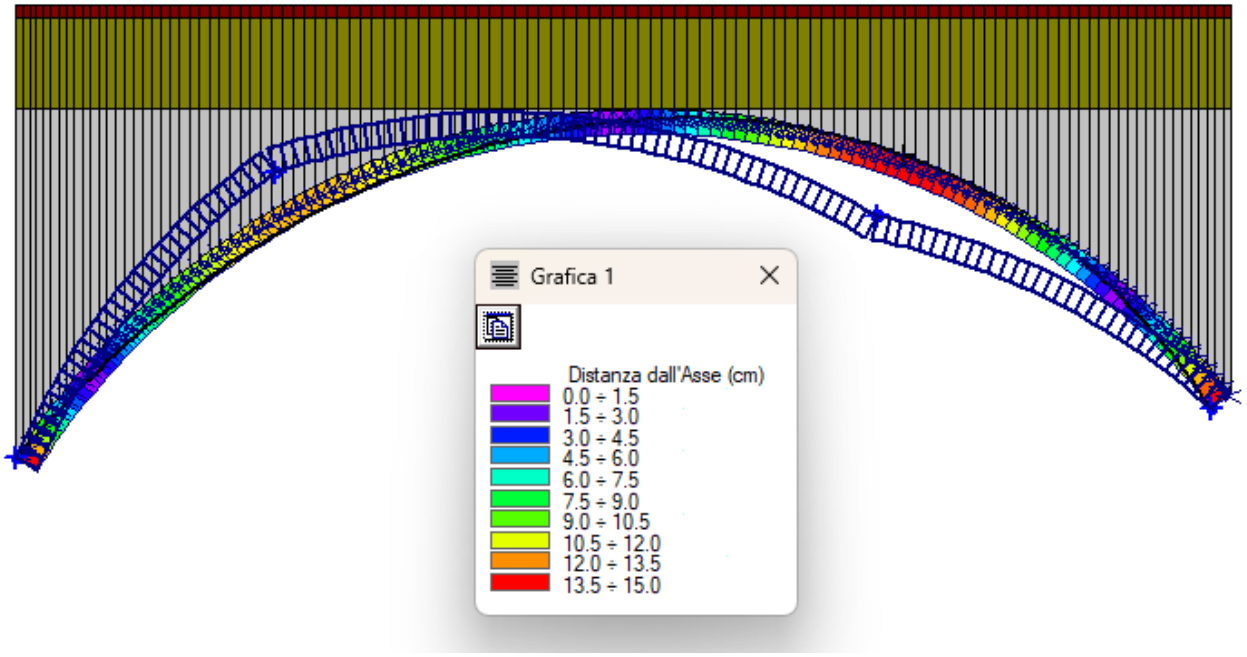


Figure 19.25:Diagramma delle curve delle pressioni

Si mostra di seguito il riepilogo dello studio della volta, in condizione sismica, effettuato, sia in direzione +X che in direzione -X.

ANALISI SISMICA

Combinazione direzionale:
X'= (+) 1.00 X + 0.30 Y (+) 0.30 Z
con forze Z da cinematismo

Moltiplicatore orizzontale di collasso					
minimo fra tutti gli Archi ideali e i due versi :			0.163		
Struttura:	Arco	Arco n°:	1	Verso:	X' (-X)

Moltiplicatori di collasso	Arco		Pied. Sx		Pied. Dx		Timpano
Tipo di Verifica	X' (+X)	X' (-X)	X' (+X)	X' (-X)	X' (+X)	X' (-X)	
Stabilità (Equilibrio della struttura)	0.200	**0.163**					
Taglio / Attrito (nei giunti)	0.200	**0.163**					
Compressione	0.200	**0.163**					
Trazione dei rinforzi							

Verifica per SLV

domanda:
PGA,DLV = 0.381 g
TR,DLV = 712 anni

Verifica NON Soddisfatta

ζ_E Indicatori di Rischio Sismico

	PGA,CLV (g)	TR,CLV (anni)	PGA,CLV / PGA,DLV (target = 0.800)	TR,CLV / TR,DLV
Arco	0.165	56	0.433	0.079
Piedritti				
Timpano				
Minimo	0.165	56	**0.433**	0.079

Si analizza il comportamento a ribaltamento semplice del timpano. Il cinematismo è calcolato a partire da una altezza media del timpano considerato rispetto a tutta la luce del ponte ad arco. Il meccanismo viene verificato in accordo a quanto riportato al paragrafo 2.12.3.2.2.5 del Manuale di Progettazione delle Opere Civili, Parte II – Sezione 2, Ponti e Strutture di RFI. La verifica è svolta effettuando l'analisi cinematica lineare.

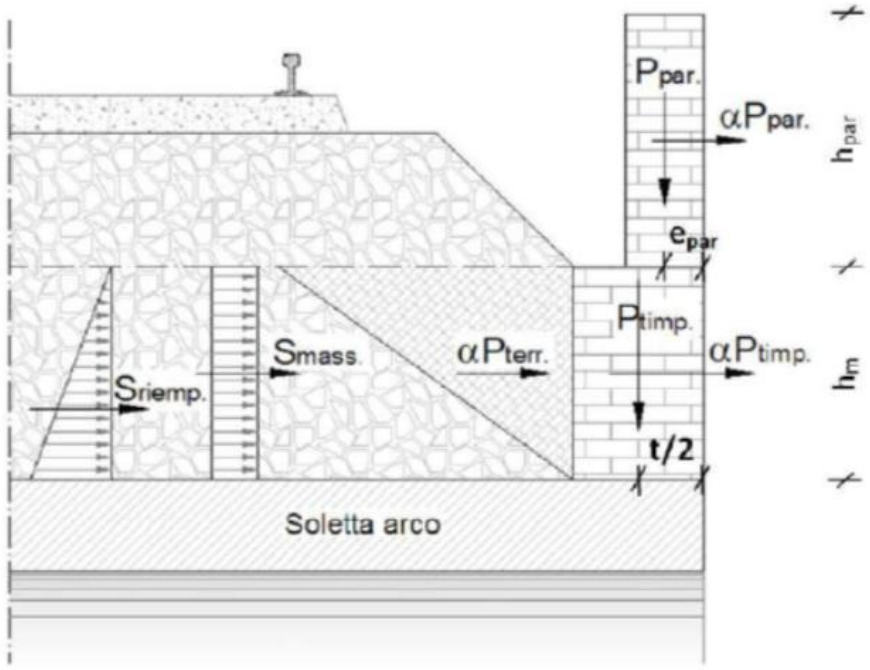


Figura 19.3:Forze agenti sul timpano durante l'azione sismica

Si mostra di seguito la verifica effettuata:

azioni applicate

n°	Masse sismiche	P_i (kN)	x_i (m)	y_i (m)
1	PP_parete	21.74	0.225	1.15
2	PP_soletta	22.00	0.225	2.3
3	PP_pavimentazione	4.52	0.225	2.3
4				
5				
6				
7				
8				
9				
10				

n°	Azioni orizzontali	H_i (kN)	x_{Hi} (m)	y_{Hi} (m)
1	spinta Riem	-11.60		0.77
2				
3				
4				
5				

grafico parete ribaltante

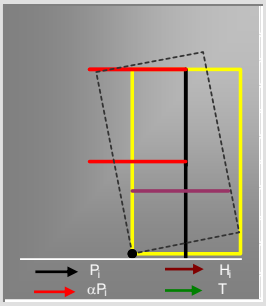
spess. (m) 0.45

altezza (m) 2.3

rot. parete 11°

scala F_i 6°

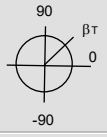
scala x_i 3°



dimensionamento tirante

	x_T (m)	y_T (m)	β_T (°)
posizione tirante	0.00	0.00	0°.0

trazione tirante T (kN) #DIV/0!



calcolo arretramento cerniera t

tensione di rottura per schiacciamento σk (MPa)	2.59
lunghezza cerniera ℓ (m)	8.12
massa totale M (kN)	48.25
arretramento t (cm)	0.00

calcolo coefficiente di collasso α_0

momenti stabilizzanti M_{stab} (kNm)	1.92
momenti instabilizzanti M_{instab} (kNm)	85.98
massa partecipante al cinematismo M* (t)	4.46
α_0	**0.0224**

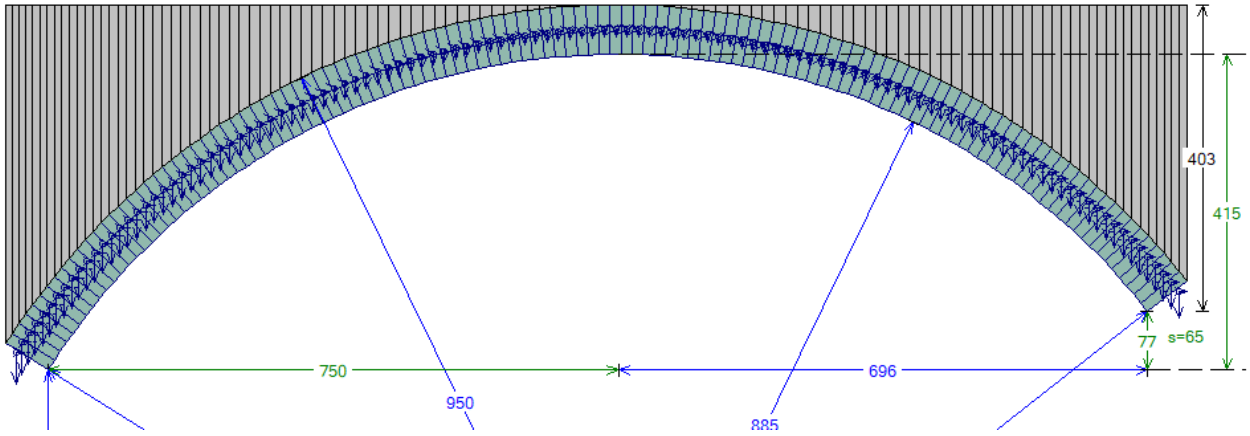
verifica mediante analisi cinematica lineare

- ○ Elemento isolato o comunque appoggiato a terra
- ◉ Elemento posto a quota diversa dal terreno

altezza del baricentro delle linee di vincolo Z_0 (m)	2.50
coefficiente di partecipazione modale γ	1.00
quota baricentro masse risp piano di fondazione Z (m)	4.28
frazione di massa partecipante e*	0.907
accelerazione sismica spettrale a^*_g/g	**0.0183**
a^*_g/g normativa	**0.4799**
Z_e	0.038108

Necessari rinforzi

19.4.2.2.2 Verifiche allo stato di progetto



Si mostrano i risultati in termini di sforzo Normale, taglio, momento e tensioni e curva delle pressioni:

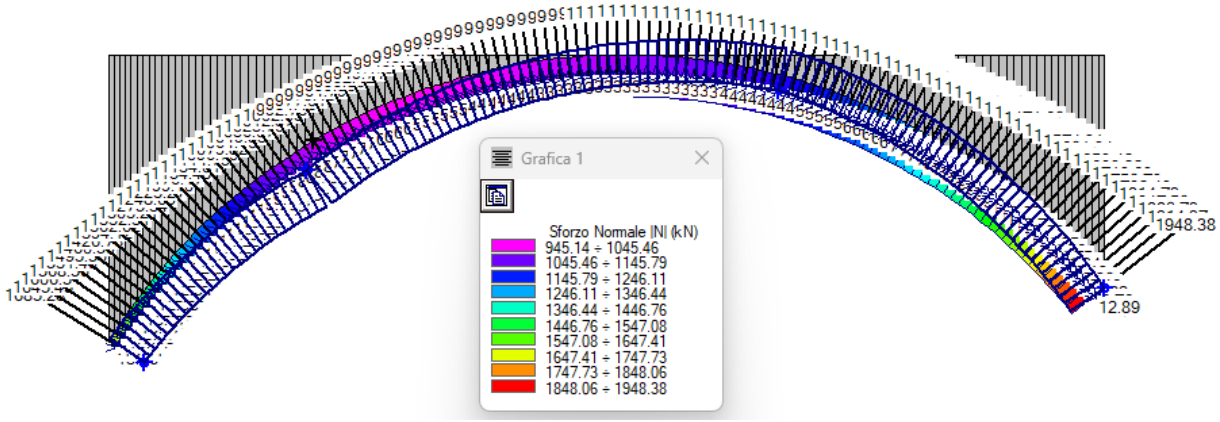


Figure 19.26: Diagramma dello sforzo normale

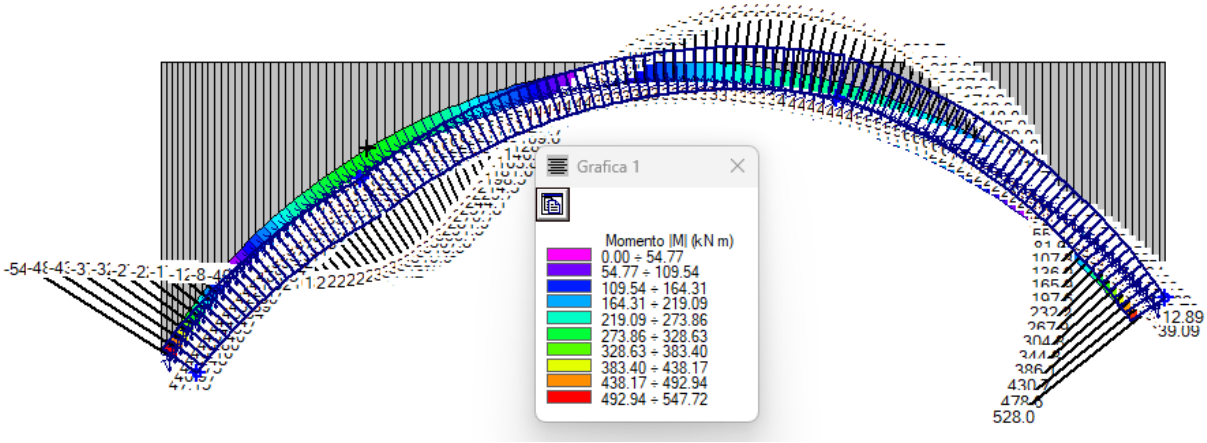


Figure 19.27: Diagramma del momento

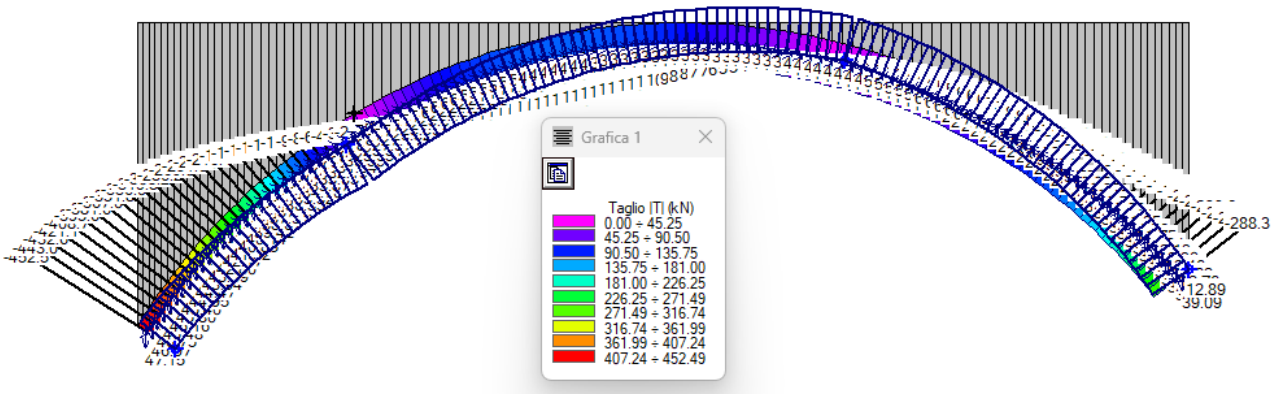


Figure 19.28:Diagramma del taglio

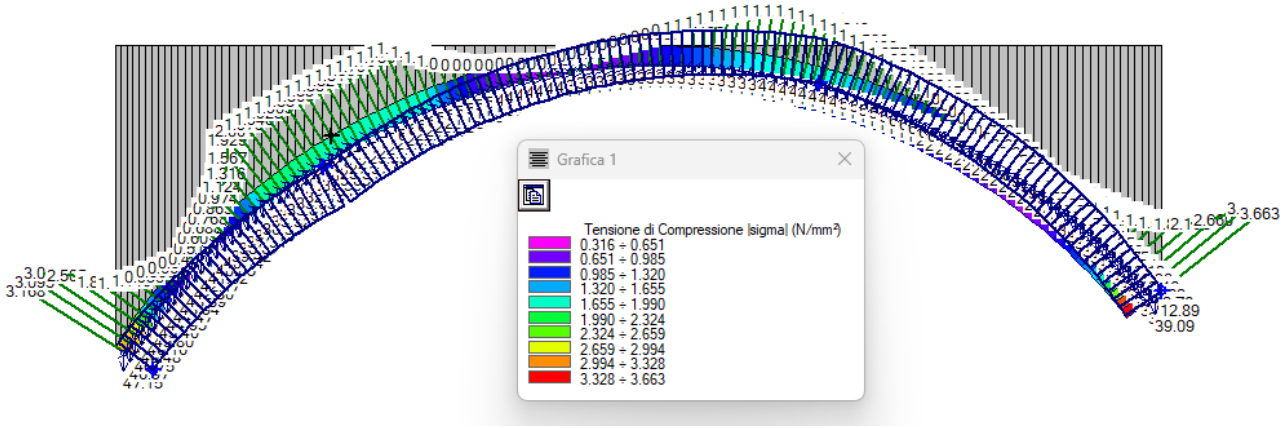


Figure 19.29:Diagramma delle tensioni

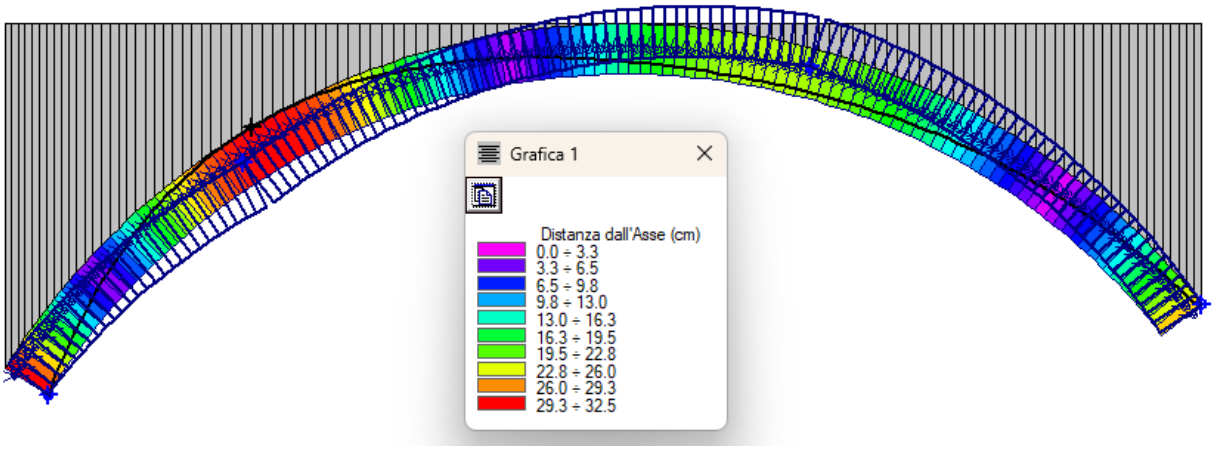


Figure 19.30:Diagramma delle curve delle pressioni

Si mostra di seguito il riepilogo dello studio della volta, in condizione sismica, effettuato, sia in direzione +X che in direzione -X.

ANALISI SISMICA

Combinazione direzionale:
X'= (+) 1.00 X + 0.30 Y (+) 0.30 Z
con forze Z da cinematismo

Moltiplicatore orizzontale di collasso					
minimo fra tutti gli Archi ideali e i due versi :					0.306
Struttura:	Arco	Arco n°:	1	Verso:	X' (+X)

Moltiplicatori di collasso	Arco		Pied. Sx		Pied. Dx		Timpano
Tipo di Verifica	X' (+X)	X' (-X)	X' (+X)	X' (-X)	X' (+X)	X' (-X)	
Stabilità (Equilibrio della struttura)	**0.306**	0.313					
Taglio / Attrito (nei giunti)	**0.306**	0.313					
Compressione	**0.306**	0.313					
Trazione dei rinforzi							

Verifica per SLV

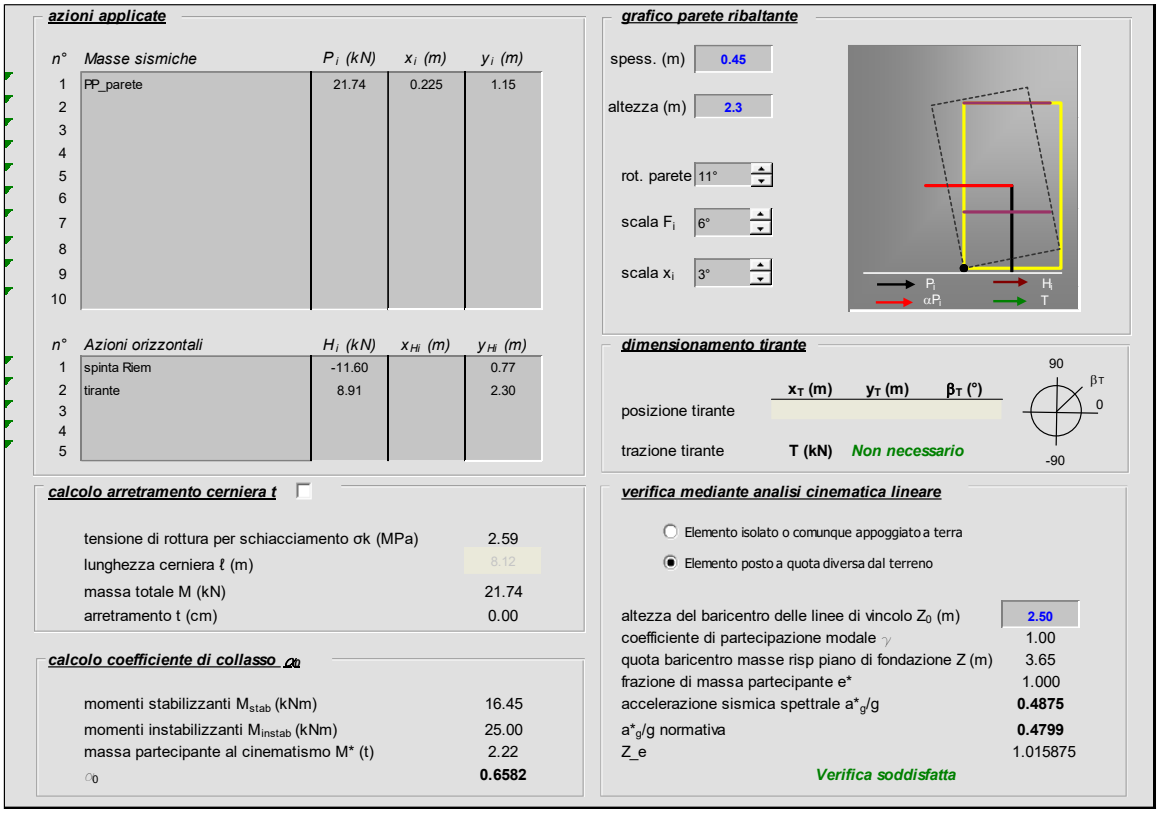
domanda:
PGA,DLV = 0.381 g
TR,DLV = 712 anni

Verifica NON Soddisfatta

ζ_E Indicatori di Rischio Sismico

	PGA,CLV (g)	TR,CLV (anni)	PGA,CLV / PGA,DLV (target = 0.800)	TR,CLV / TR,DLV
Arco	0.260	174	0.682	0.244
Piedritti				
Timpano				
Minimo	0.260	174	**0.682**	0.244

Si analizza il comportamento a ribaltamento semplice del timpano, valutando gli effetti degli interventi previsti nella configurazione di progetto. In corrispondenza della sommità del timpano è realizzata una soletta in calcestruzzo armato di spessore pari a 8 cm, armata con rete elettrosaldata costituita da barre di diametro 8 mm disposte con passo 20 × 20 cm. La soletta è collegata al timpano mediante ancoraggi chimici, realizzati con barre in acciaio B450C di diametro 16 mm posizionate con interasse di 1,00 m. Tale sistema di connessione conferisce alla soletta un comportamento collaborante con il paramento murario, consentendole di svolgere una funzione assimilabile a quella di un tirante capace di contrastare efficacemente le azioni fuori piano e impedire il ribaltamento del timpano.



Si verifica che la barra di diametro 16 inghisata all'interno del timpano sia in grado di assorbire il taglio derivante dal meccanismo di ribaltamento. Si verifica il meccanismo di taglio puro della barra:

Ved	8.91	kN
n		
\phi	16	
fyd	391.3043	
Tau_rd	225.9197	
area	201.06	mm
n_barre	1	
T_rd	45.4	kN
C/D	5.10	

19.4.2.3 RIEPILOGO DEGLI ζ_E DELL'ARCATA

Si mostra di seguito una tabella riassuntiva degli ζ_E pre e post intervento.

ζ_E della campata			
ζ_E	arco	timpano	totale strut
pre-intervento	0.443	0.03	0.03
post intervento	0.682	1.01	0.682

19.5 *VERIFICHE DELLA CAMPATA LATO L'AQUILA*

La presente fase di studio riguarda la modellazione della campata centrale, finalizzata alla definizione delle caratteristiche geometriche e meccaniche della struttura. L'elemento portante è costituito da un'arcata in muratura in blocchi lapidei. Dal punto di vista geometrico, l'arcata presenta una configurazione a sesto ribassato, con una corda pari a 6.60 m e una freccia di 4.15 m, lo spessore dell'arcata è pari a 0.30m. Tali parametri risultano fondamentali per la corretta impostazione del modello di calcolo e per l'analisi del comportamento strutturale della campata oggetto di indagine.

19.5.1 *CARICHI APPLICATI ALLA STRUTTURA*

Vengono presi i carichi riferiti al peso proprio dell'arcata e al peso proprio degli elementi. Entrambi sono calcolati in automatico dal software di calcolo. Vengono assegnate le seguenti densità ai due materiali:

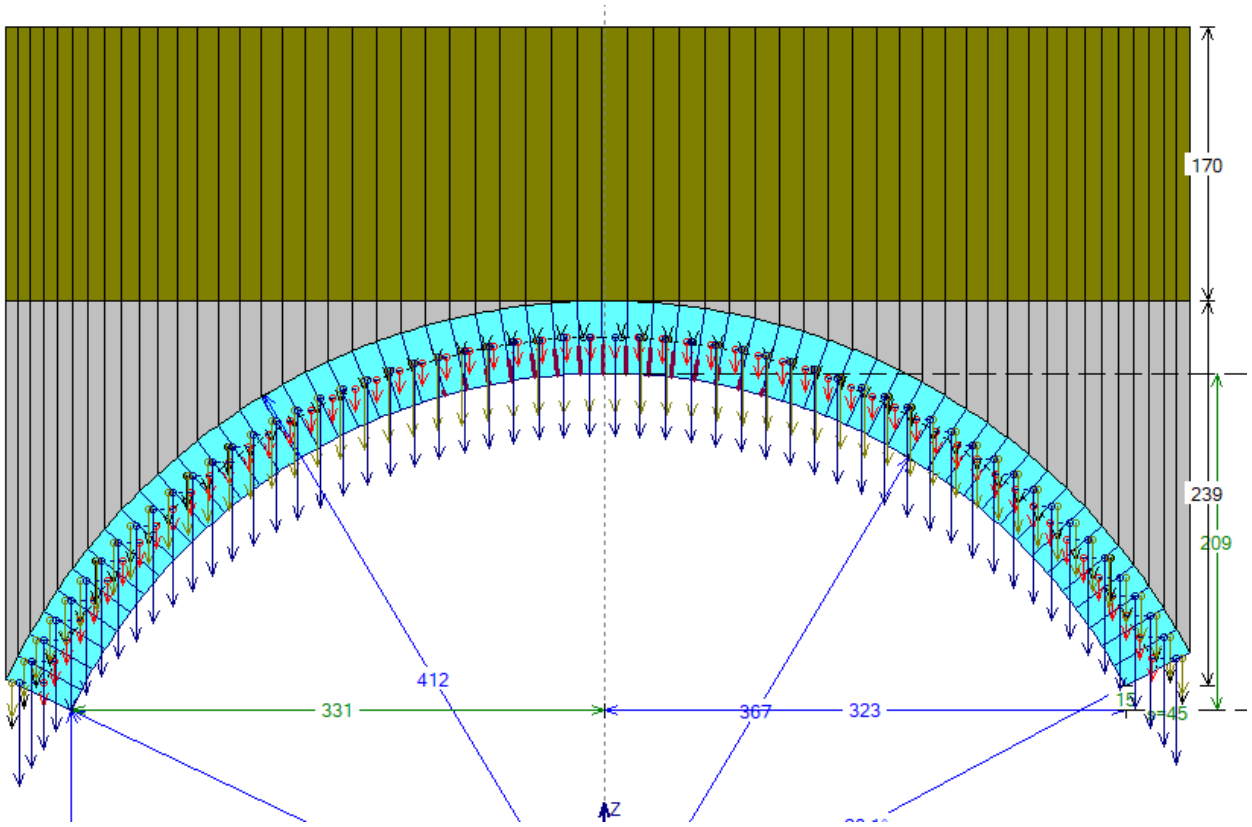
- Volta in muratura 21 kN/m^3
- Riempimento 18 kN/ m^3

Il riempimento si estende oltre la linea di chiave per uno spessore di 1.70 m.

19.5.2 *VERIFICHE SULL'ARCATA*

19.5.2.1 VERIFICHE SLU

Si mostra di seguito il modello realizzato:



Si mostrano i risultati in termini di sforzo Normale, taglio, momento e tensioni e curva delle pressioni:

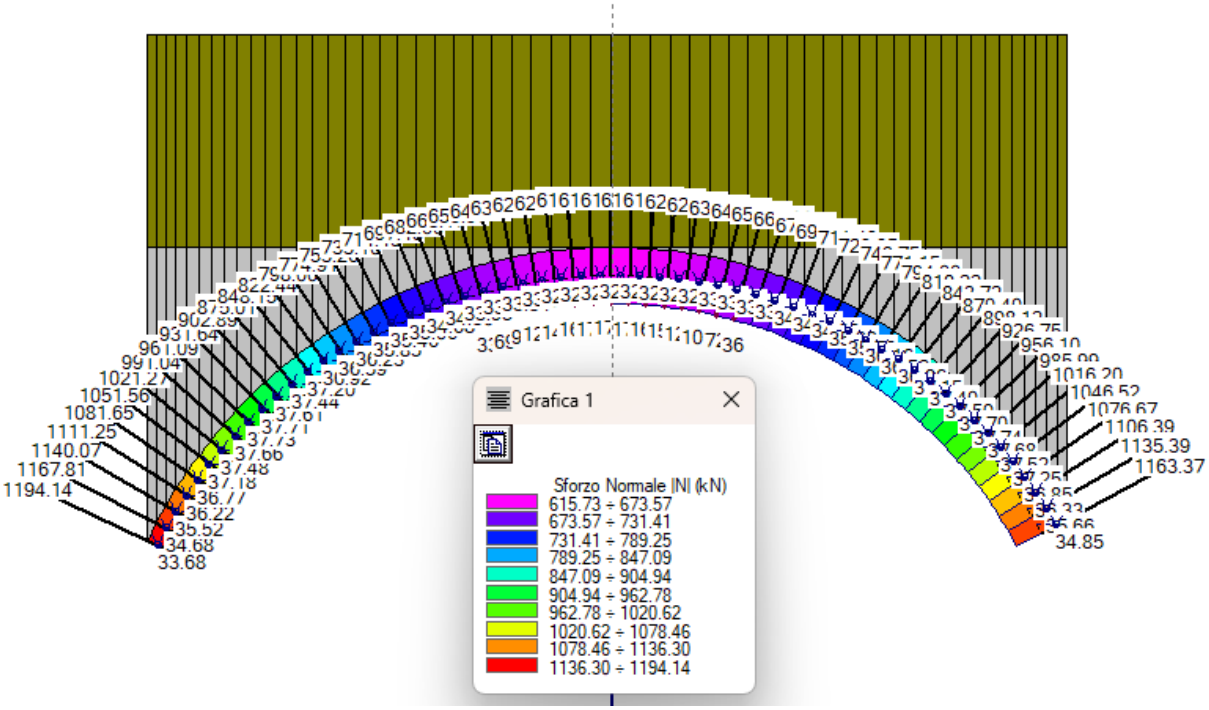


Figure 19.31: Diagramma dello sforzo normale

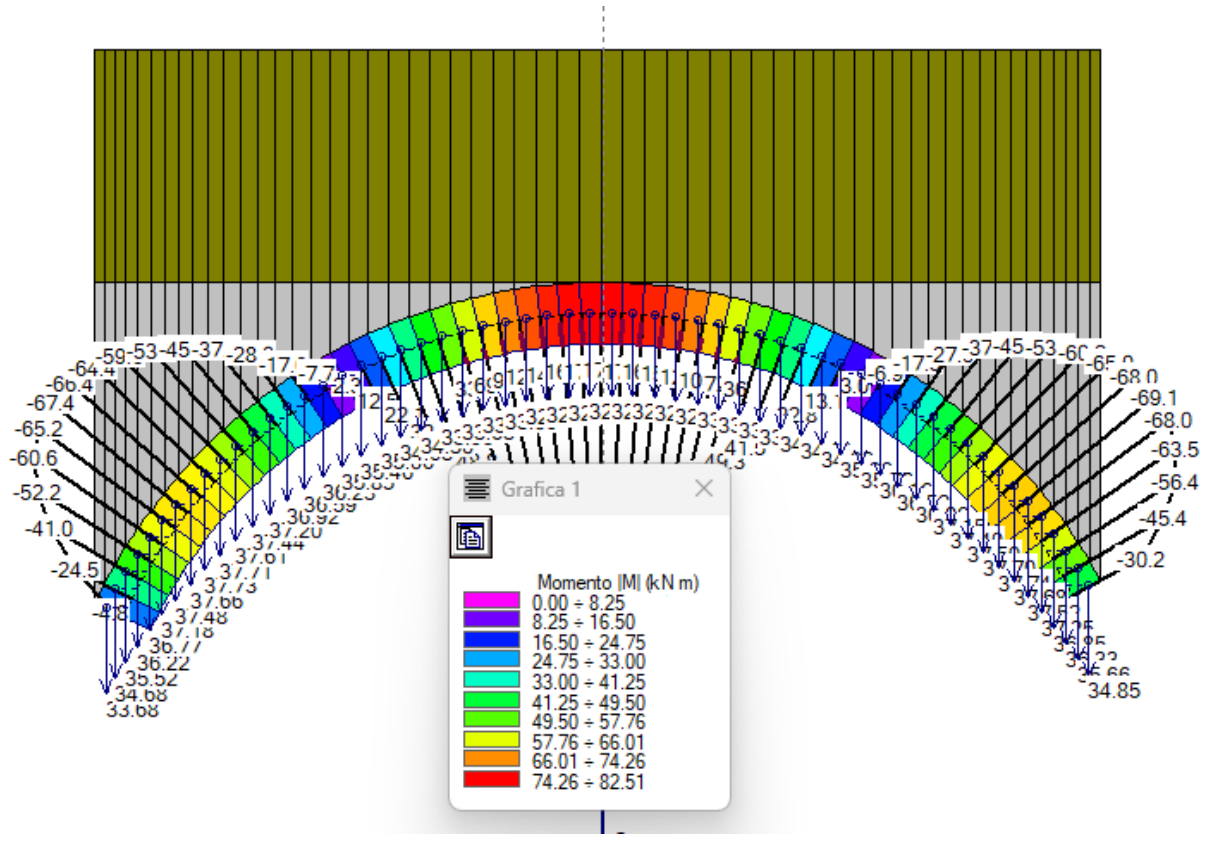


Figure 19.32: Diagramma del momento

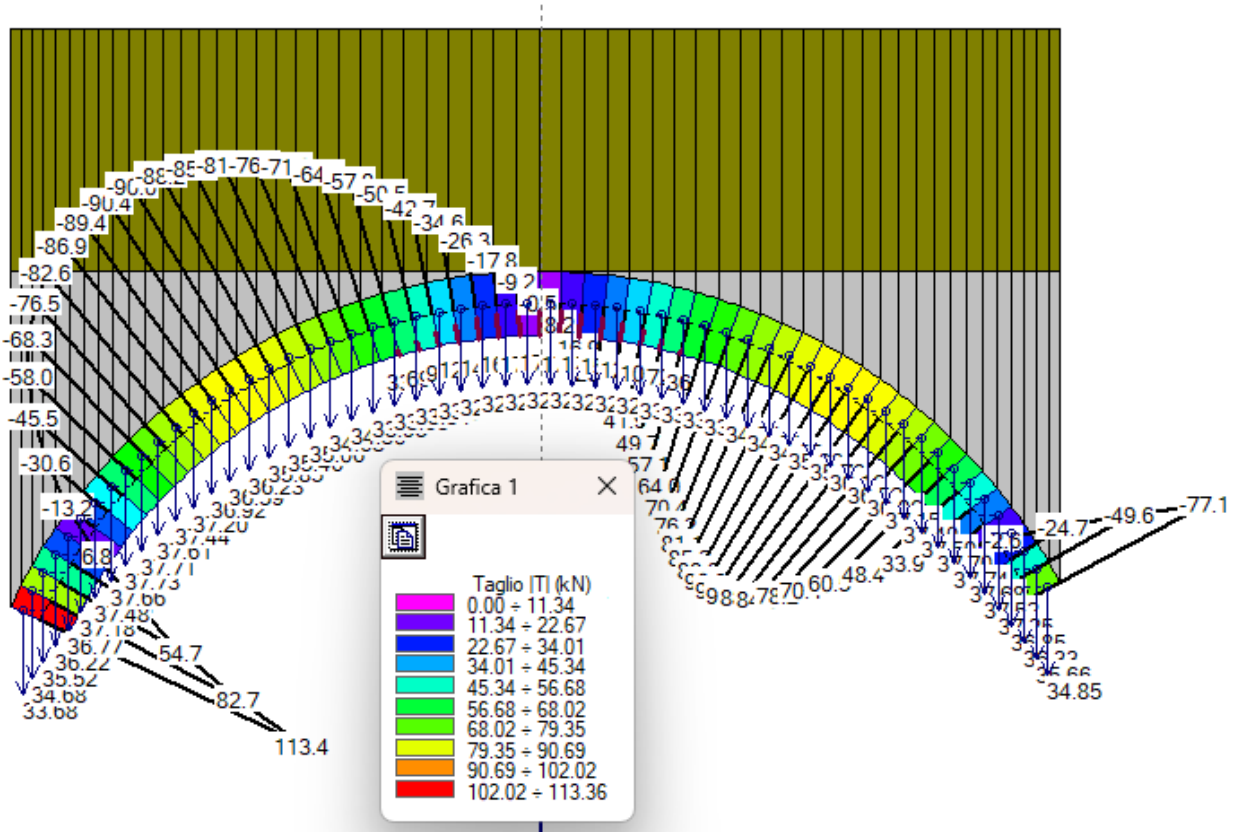


Figure 19.33:Diagramma del taglio

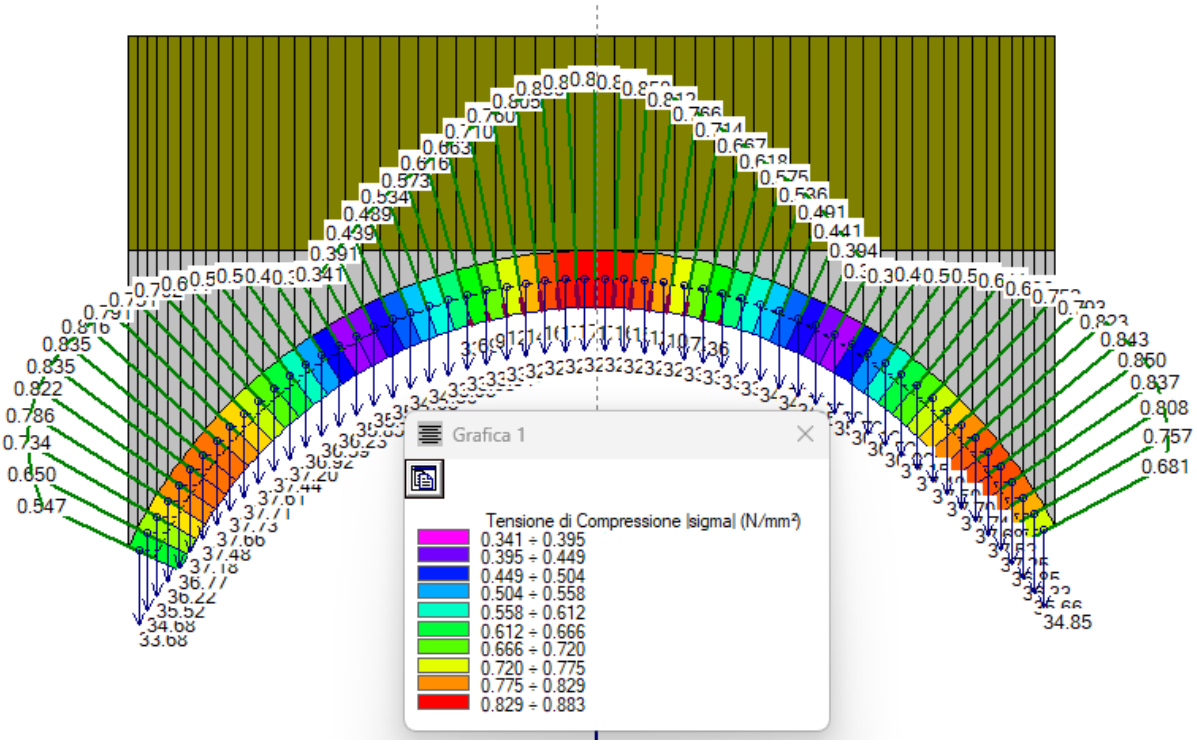


Figure 19.34:Diagramma delle tensioni

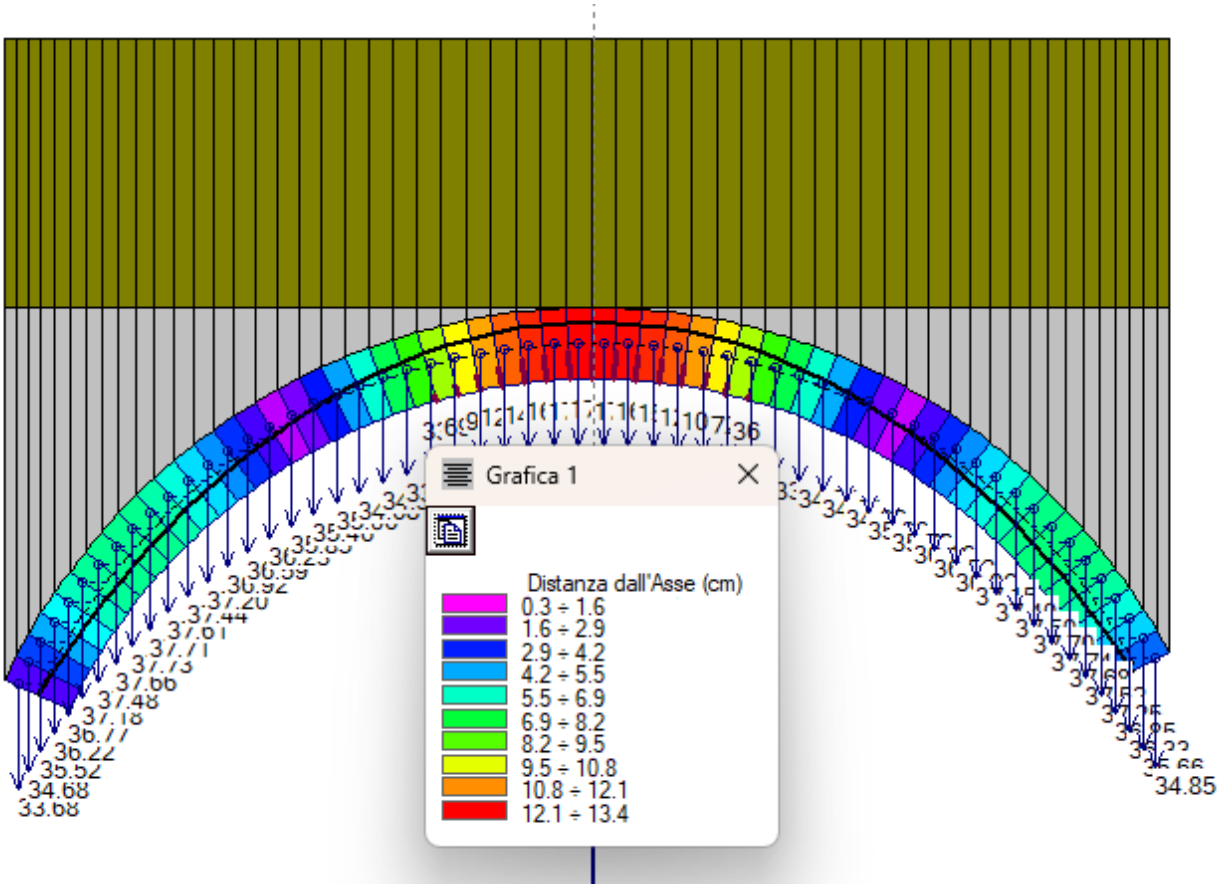


Figure 19.35:Diagramma delle curve delle pressioni

ANALISI STATICA EQU (SLU)

Risultati Analisi Limite e Verifiche di sicurezza

Analisi Statica > Combinazione di Condizioni di Carico (CCC) 1 (di 1)

ARCO

Analisi Statica > CCC 1 (di 1) [molt.coll. dell'arco: n.d.]

Verifica SODDISFATTA

Verifica di Stabilità (Equilibrio dell'arco) SODDISFATTA

Verifica ad Attrito (Taglio nei giunti) SODDISFATTA
[confronto tra Angoli di Scorrimento e Angolo di Attrito Interno dei giunti φ:
la verifica viene eseguita confrontando il rapporto (|T| / N,Compressione)
con il coefficiente d'attrito di progetto: f,d = tg φ]

Verifica a Compressione della muratura SODDISFATTA
[confronto tra max Tensione di Compressione e Resistenza di progetto f,md]

Resistenze di progetto:
Resistenza a compressione di progetto della muratura fmd:

fmd = fm / γM / FC / γD = 1.432 N/mm², dove:
fm = 5.800 N/mm²
γM = 3.00
valore di progetto di FC: max[1.000, FC·γC] = 1.350, con: FC = 1.35, γC = 1.000
γD = 1.00
Resistenza ad attrito di progetto: fd = f / γD = 0.50 (φ = 26.6°), dove:
f = 0.50
γD = 1.00

Sforzi nelle Interfacce dei Conci

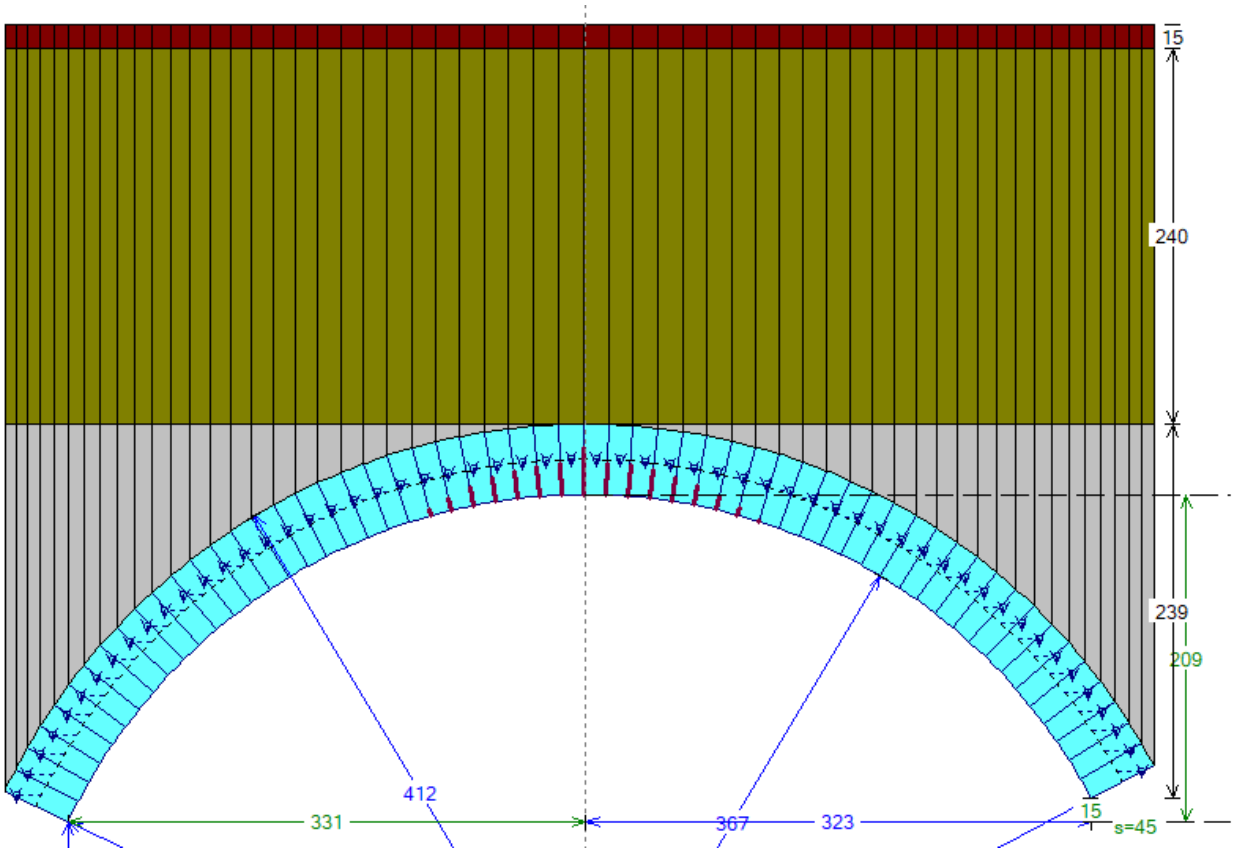
N.	N estrad.	N intrad.	Taglio	Risult.	Momento ultimo	Momento scorrim.	dist.:intr.- asse reagente	angolo di	σ,compr.	f,md	zona
		(kN)		(kNm)	(cm)	(°)	(N/mm²)	(cm)			
1	585.87	608.27	113.36	1199.51	-4.78	-171.25	22.1	-0.4	5.4	0.547	1.432	45.0
2	528.24	639.57	82.69	1170.73	-24.52	-169.57	20.4	-2.1	4.1	0.650	1.432	45.0
3	479.53	660.54	54.71	1141.38	-41.04	-167.70	18.9	-3.6	2.7	0.734	1.432	45.0
4	439.09	672.16	29.43	1111.64	-52.23	-165.65	17.8	-4.7	1.5	0.786	1.432	45.0
5	406.27	675.38	6.82	1081.67	-60.57	-163.43	16.9	-5.6	0.4	0.822	1.432	45.0
6	380.43	671.13	-13.16	1051.64	-65.20	-161.04	16.3	-6.2	0.7	0.835	1.432	45.0
7	360.92	660.35	-30.57	1021.73	-67.40	-158.52	15.9	-6.6	1.7	0.835	1.432	45.0
8	347.10	643.94	-45.49	992.08	-66.40	-155.87	15.8	-6.7	2.6	0.816	1.432	45.0
9	338.32	622.77	-58.04	962.84	-64.39	-153.13	15.8	-6.7	3.5	0.791	1.432	45.0
10	333.99	597.65	-68.32	934.14	-59.63	-150.31	16.1	-6.4	4.2	0.751	1.432	45.0
11	333.51	569.38	-76.46	906.12	-53.27	-147.45	16.6	-5.9	4.8	0.702	1.432	45.0
12	336.32	538.69	-82.60	878.90	-45.50	-144.56	17.3	-5.2	5.4	0.644	1.432	45.0
13	341.87	506.28	-86.87	852.59	-37.32	-141.68	18.1	-4.4	5.8	0.585	1.432	45.0
14	349.67	472.77	-89.43	827.29	-27.96	-138.83	19.1	-3.4	6.2	0.520	1.432	45.0
15	359.24	438.76	-90.40	803.10	-17.56	-136.04	20.3	-2.2	6.5	0.449	1.432	45.0
16	370.13	404.78	-89.95	780.11	-7.75	-133.32	21.5	-1.0	6.6	0.382	1.432	45.0
17	381.94	371.32	-88.21	758.41	2.26	130.71	22.8	0.3	6.7	0.341	1.432	45.0
18	394.29	338.81	-85.31	738.05	12.46	128.23	24.2	1.7	6.6	0.391	1.432	45.0
19	406.85	307.64	-81.38	719.11	22.15	125.88	25.6	3.1	6.5	0.439	1.432	45.0
20	419.29	278.16	-76.56	701.64	32.08	123.69	27.1	4.6	6.3	0.489	1.432	45.0
21	431.34	250.66	-70.95	685.68	40.92	121.67	28.5	6.0	5.9	0.534	1.432	45.0
22	442.76	225.41	-64.66	671.29	48.78	119.83	29.8	7.3	5.5	0.573	1.432	45.0
23	453.34	202.63	-57.79	658.51	56.41	118.19	31.1	8.6	5.0	0.616	1.432	41.7
24	462.87	182.51	-50.45	647.35	63.25	116.75	32.3	9.8	4.5	0.663	1.432	38.1
25	471.21	165.20	-42.70	637.84	68.73	115.52	33.3	10.8	3.8	0.710	1.432	35.1
26	478.23	150.84	-34.63	630.02	73.60	114.50	34.2	11.7	3.2	0.760	1.432	32.4
27	483.80	139.52	-26.31	623.88	77.29	113.70	34.9	12.4	2.4	0.805	1.432	30.3
28	487.86	131.33	-17.80	619.45	80.49	113.12	35.5	13.0	1.6	0.850	1.432	28.5
29	490.34	126.32	-9.17	616.73	82.02	112.77	35.8	13.3	0.9	0.874	1.432	27.6
30	491.20	124.53	-0.48	615.73	82.51	112.63	35.9	13.4	0.0	0.883	1.432	27.3
31	490.43	125.95	8.21	616.43	81.98	112.73	35.8	13.3	0.8	0.874	1.432	27.6
32	488.05	130.60	16.85	618.88	80.42	113.04	35.5	13.0	1.6	0.850	1.432	28.5
33	484.08	138.43	25.38	623.03	77.81	113.59	35.0	12.5	2.3	0.812	1.432	30.0
34	478.58	149.40	33.74	628.89	74.10	114.35	34.3	11.8	3.1	0.766	1.432	32.1
35	471.63	163.43	41.86	636.44	69.22	115.33	33.4	10.9	3.8	0.714	1.432	34.8
36	463.33	180.43	49.67	645.67	63.73	116.53	32.4	9.9	4.4	0.667	1.432	37.8
37	453.81	200.26	57.09	656.56	56.90	117.93	31.2	8.7	5.0	0.618	1.432	41.4
38	443.22	222.78	64.04	669.07	49.28	119.54	29.9	7.4	5.5	0.575	1.432	45.0
39	431.75	247.81	70.43	683.20	41.45	121.35	28.6	6.1	5.9	0.536	1.432	45.0
40	419.61	275.12	76.17	698.89	32.65	123.34	27.2	4.7	6.3	0.491	1.432	45.0
41	407.03	304.46	81.14	716.10	22.77	125.50	25.7	3.2	6.5	0.441	1.432	45.0
42	394.30	335.55	85.22	734.81	13.14	127.82	24.3	1.8	6.7	0.394	1.432	45.0
43	381.71	368.04	88.31	754.93	3.00	130.28	22.9	0.4	6.7	0.343	1.432	45.0
44	369.60	401.55	90.27	776.42	-6.94	-132.88	21.6	-0.9	6.7	0.376	1.432	45.0
45	358.34	435.66	90.95	799.19	-17.47	-135.57	20.3	-2.2	6.5	0.447	1.432	45.0
46	348.33	469.89	90.24	823.18	-27.00	-138.35	19.2	-3.3	6.3	0.512	1.432	45.0
47	340.01	503.71	87.97	848.29	-37.12	-141.20	18.1	-4.4	6.0	0.582	1.432	45.0
48	333.85	536.55	84.01	874.44	-45.26	-144.07	17.3	-5.2	5.5	0.641	1.432	45.0
49	330.35	567.77	78.21	901.52	-52.99	-146.96	16.6	-5.9	5.0	0.698	1.432	45.0
50	330.04	596.71	70.43	929.42	-60.24	-149.83	16.0	-6.5	4.3	0.752	1.432	45.0
51	333.48	622.62	60.53	958.01	-65.01	-152.66	15.7	-6.8	3.6	0.793	1.432	45.0

52	341.26	644.73	48.39	987.18	-68.03	-155.42	15.6	-6.9	2.8	0.823	1.432	45.0
53	353.98	662.22	33.89	1016.76	-69.10	-158.08	15.7	-6.8	1.9	0.843	1.432	45.0
54	372.28	674.24	16.93	1046.66	-68.02	-160.63	16.0	-6.5	0.9	0.850	1.432	45.0
55	396.79	679.88	-2.59	1076.67	-63.52	-163.04	16.6	-5.9	0.1	0.837	1.432	45.0
56	428.16	678.23	-24.73	1106.67	-56.43	-165.30	17.4	-5.1	1.3	0.808	1.432	45.0
57	467.04	668.35	-49.55	1136.47	-45.42	-167.38	18.5	-4.0	2.5	0.757	1.432	45.0
58	514.09	649.28	-77.05	1165.92	-30.25	-169.28	19.9	-2.6	3.8	0.681	1.432	45.0

19.5.2.2 VERIFICHE SLV

19.5.2.2.1 Verifiche allo stato di fatto

Si mostra di seguito il modello realizzato:



Si mostrano i risultati in termini di sforzo Normale, taglio, momento e tensioni e curva delle pressioni:

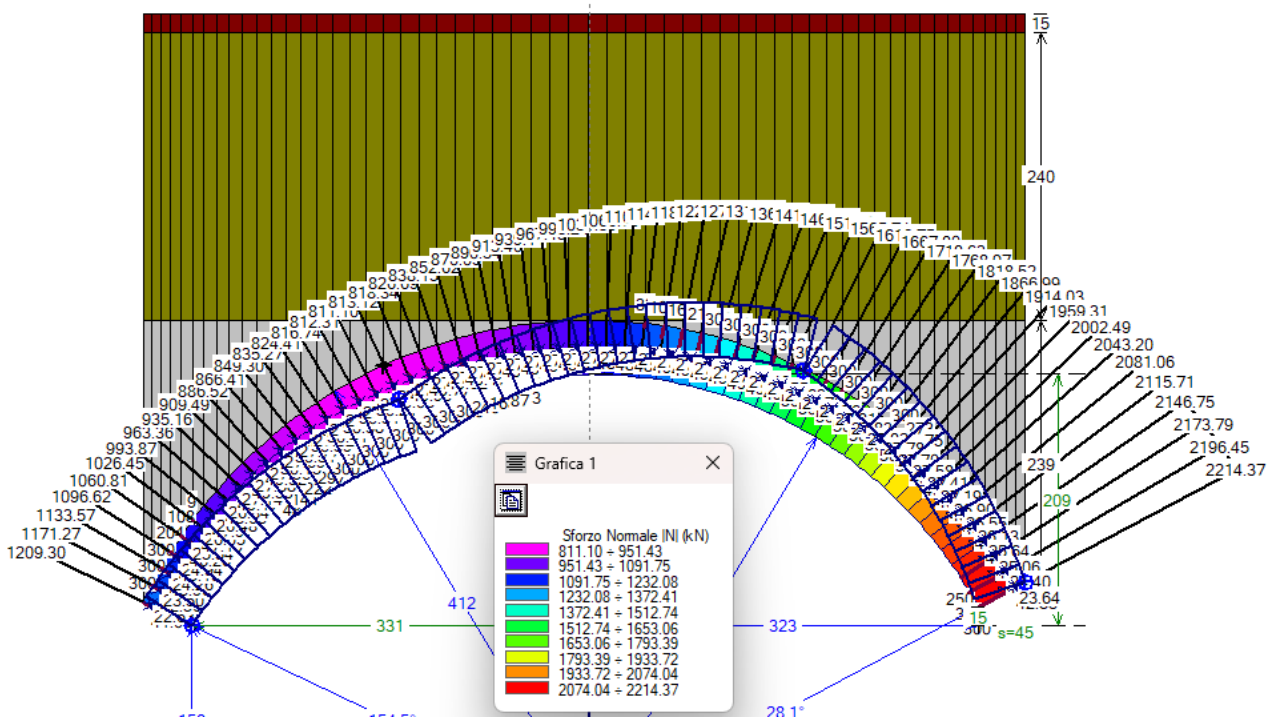


Figure 19.36: Diagramma dello sforzo normale

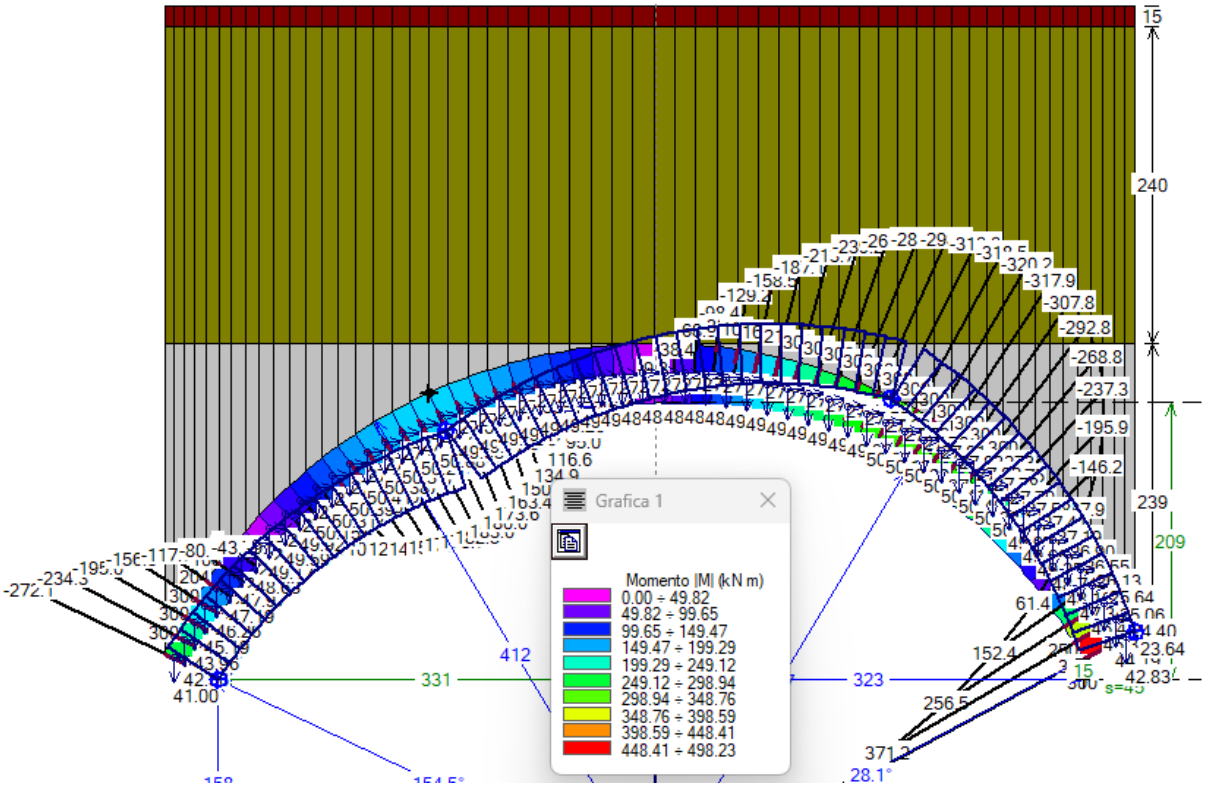


Figure 19.37: Diagramma del momento

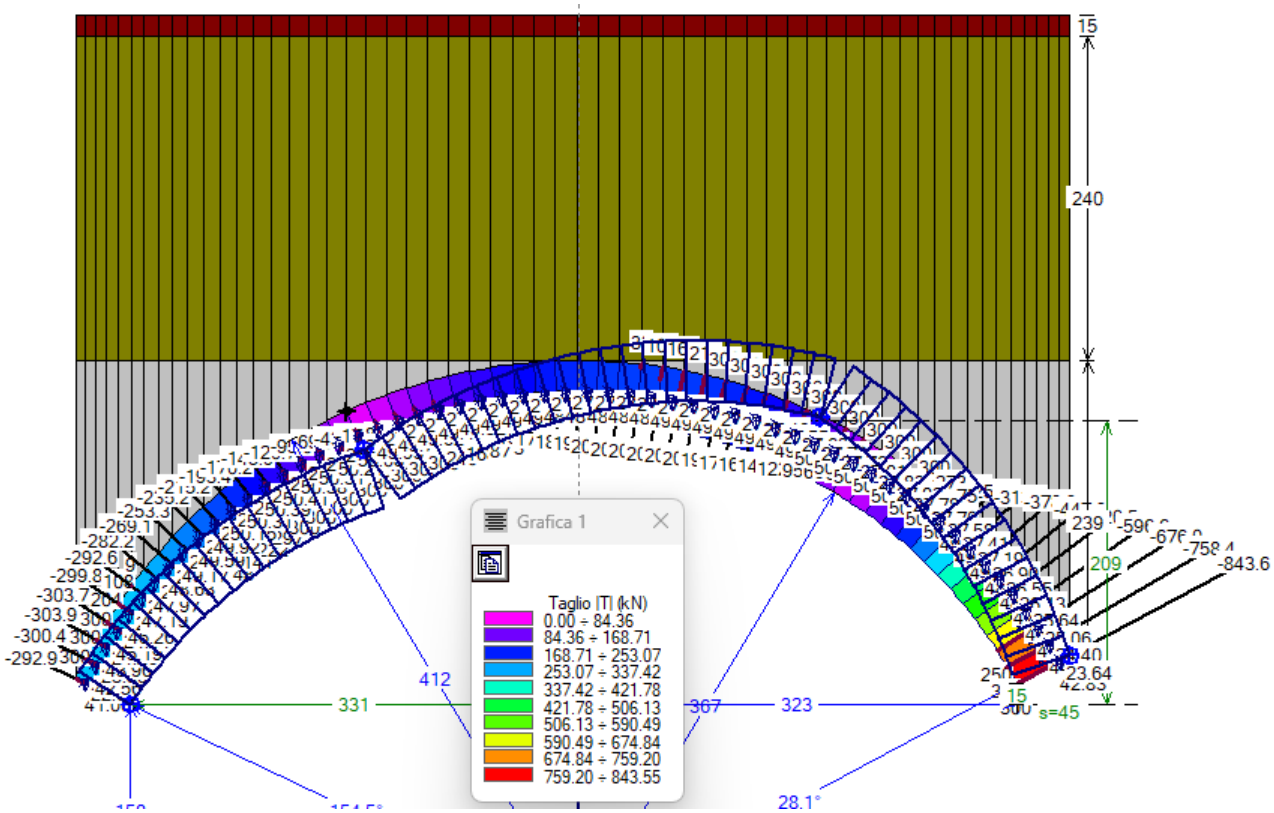


Figure 19.38:Diagramma del taglio

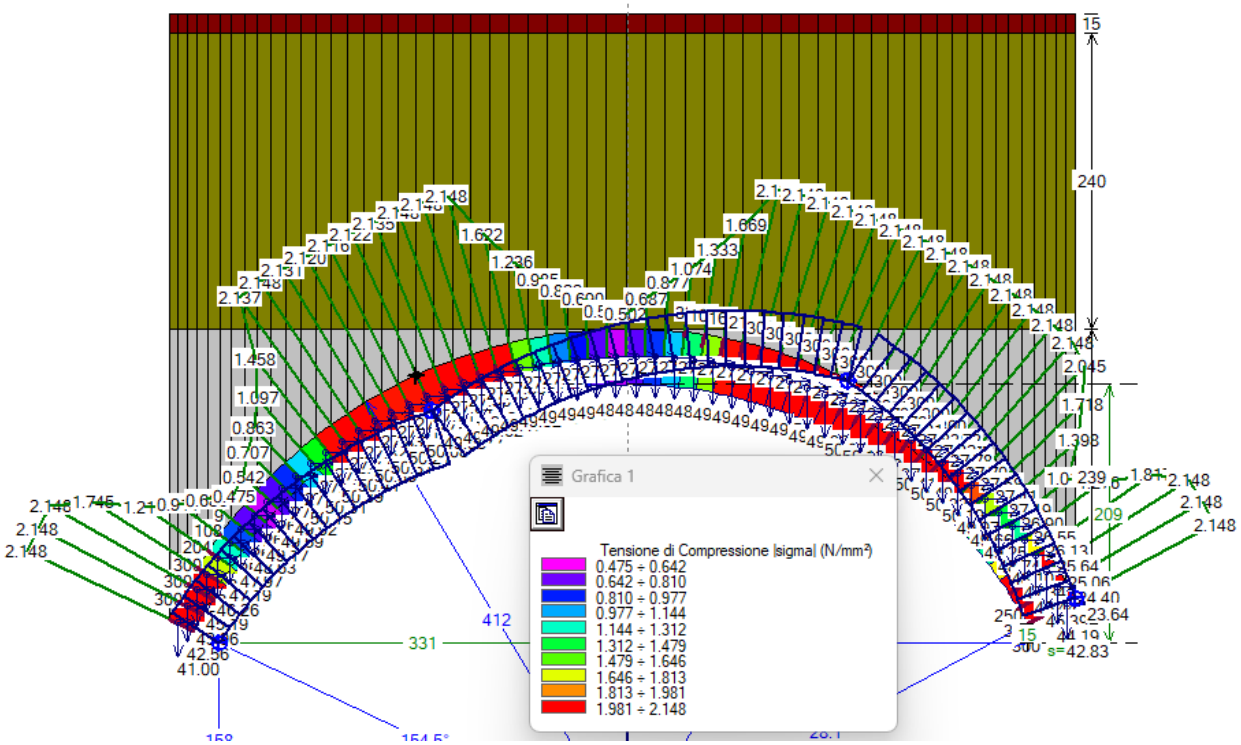


Figure 19.39:Diagramma delle tensioni

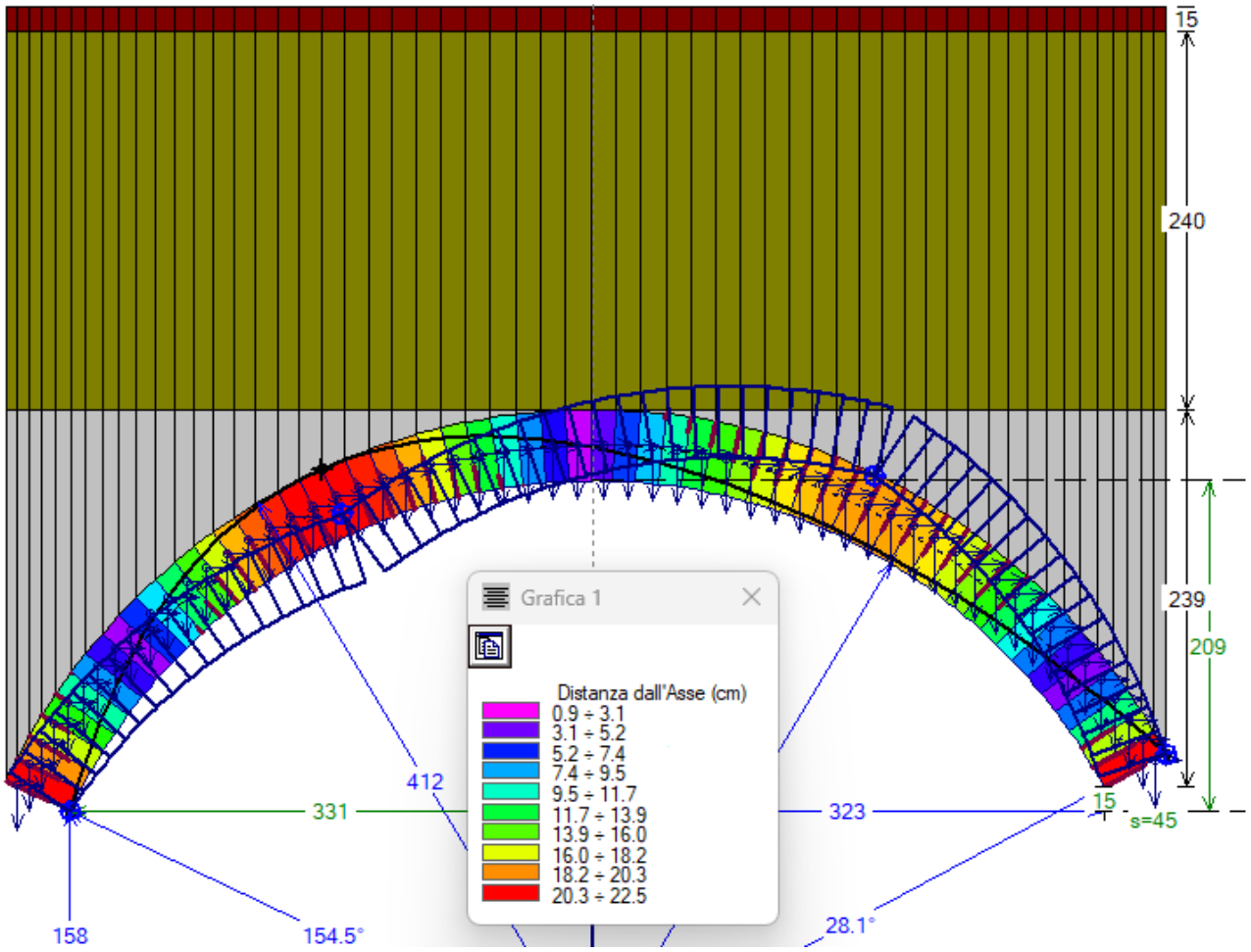


Figure 19.40:Diagramma delle curve delle pressioni

Si mostra di seguito il riepilogo dello studio della volta, in condizione sismica, effettuato, sia in direzione +X che in direzione -X.

ANALISI SISMICA

In direzione longitudinale X

Moltiplicatore orizzontale di collasso					
minimo fra tutti gli Archi ideali e i due versi :				**0.490**	
Struttura:	Arco	Arco n°:	1	Verso:	- X

Moltiplicatori di collasso	Arco		Pied. Sx		Pied. Dx		Timpano
Tipo di Verifica	+ X	- X	+ X	- X	+ X	- X	
Stabilità (Equilibrio della struttura)	0.552	**0.490**					
Taglio / Attrito (nei giunti)	0.552	**0.490**					
Compressione	0.552	**0.490**					
Trazione dei rinforzi							

Verifica per SLV

domanda:
PGA,DLV = 0.381 g
TR,DLV = 712 anni

Verifica Soddisfatta

ζ_E Indicatori di Rischio Sismico

	PGA,CLV (g)	TR,CLV (anni)	PGA,CLV / PGA,DLV (target = 0.800)	TR,CLV / TR,DLV
Arco	0.467	>=2475	1.225	3.476
Piedritti				
Timpano				
Minimo	0.467	>=2475	**1.225**	3.476

Si analizza il comportamento a ribaltamento semplice del timpano. Il cinematismo è calcolato a partire da una altezza media del timpano considerato rispetto a tutta la luce del ponte ad arco. Il meccanismo viene verificato in accordo a quanto riportato al paragrafo 2.12.3.2.2.5 del Manuale di Progettazione delle Opere Civili, Parte II – Sezione 2, Ponti e Strutture di RFI. La verifica è svolta effettuando l'analisi cinematica lineare.

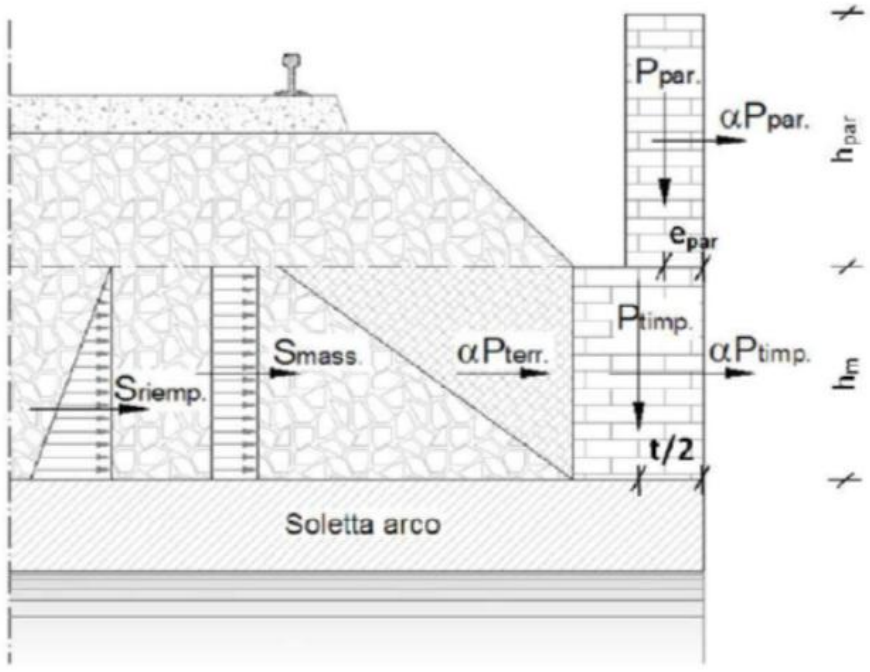


Figura 19.4:Forze agenti sul timpano durante l'azione sismica

Si mostra di seguito la verifica effettuata:

azioni applicate

n°	Masse sismiche	P_i (kN)	x_i (m)	y_i (m)
1	PP_parete	22.49	0.225	1.19
2	PP_soletta	22.00	0.225	2.38
3	PP_pavimentazione	4.52	0.225	2.38
4				
5				
6				
7				
8				
9				
10				

n°	Azioni orizzontali	H_i (kN)	x_{Hi} (m)	y_{Hi} (m)
1	spinta Riem	-11.60		0.79
2				
3				
4				
5				

grafico parete ribaltante

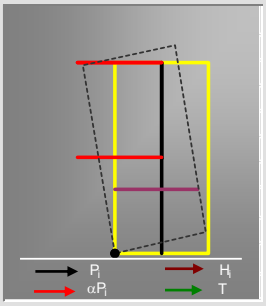
spess. (m) 0.45

altezza (m) 2.38

rot. parete 11°

scala F_i 6°

scala x_i 3°



dimensionamento tirante

	x_T (m)	y_T (m)	β_T (°)
posizione tirante	0.00	0.00	0°.0



trazione tirante T (kN) #DIV/0!

calcolo arretramento cerniera t

tensione di rottura per schiacciamento σk (MPa)	2.59
lunghezza cerniera ℓ (m)	8.12
massa totale M (kN)	49.01
arretramento t (cm)	0.00

calcolo coefficiente di collasso α_0

momenti stabilizzanti M_{stab} (kNm)	1.86
momenti instabilizzanti M_{instab} (kNm)	89.87
massa partecipante al cinematismo M* (t)	4.52
α_0	**0.0207**

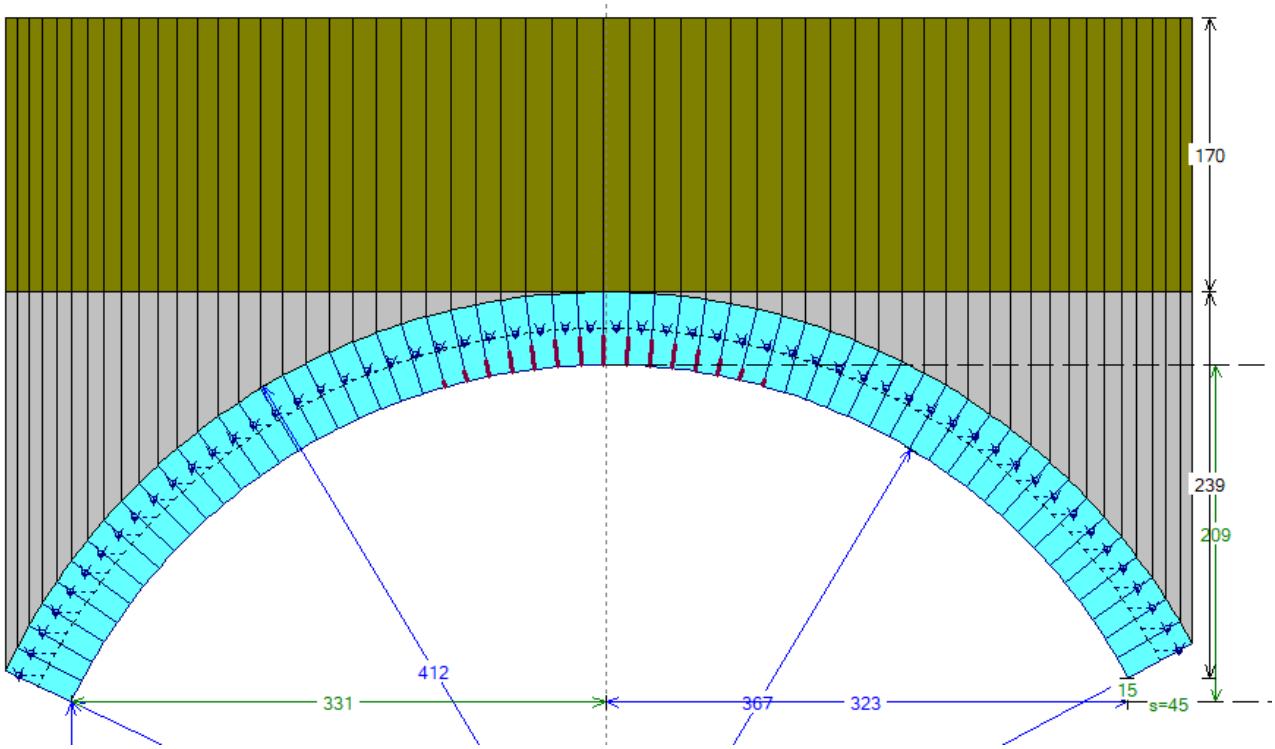
verifica mediante analisi cinematica lineare

- ○ Elemento isolato o comunque appoggiato a terra
- ◉ Elemento posto a quota diversa dal terreno

altezza del baricentro delle linee di vincolo Z_0 (m)	2.50
coefficiente di partecipazione modale γ	1.00
quota baricentro masse risp piano di fondazione Z (m)	4.33
frazione di massa partecipante e*	0.905
accelerazione sismica spettrale a^*_g/g	**0.0170**
a^*_g/g normativa	**0.4689**
Z_e	0.036159

Necessari rinforzi

19.5.2.2.2 Verifiche allo stato di progetto



Si mostrano i risultati in termini di sforzo Normale, taglio, momento e tensioni e curva delle pressioni:

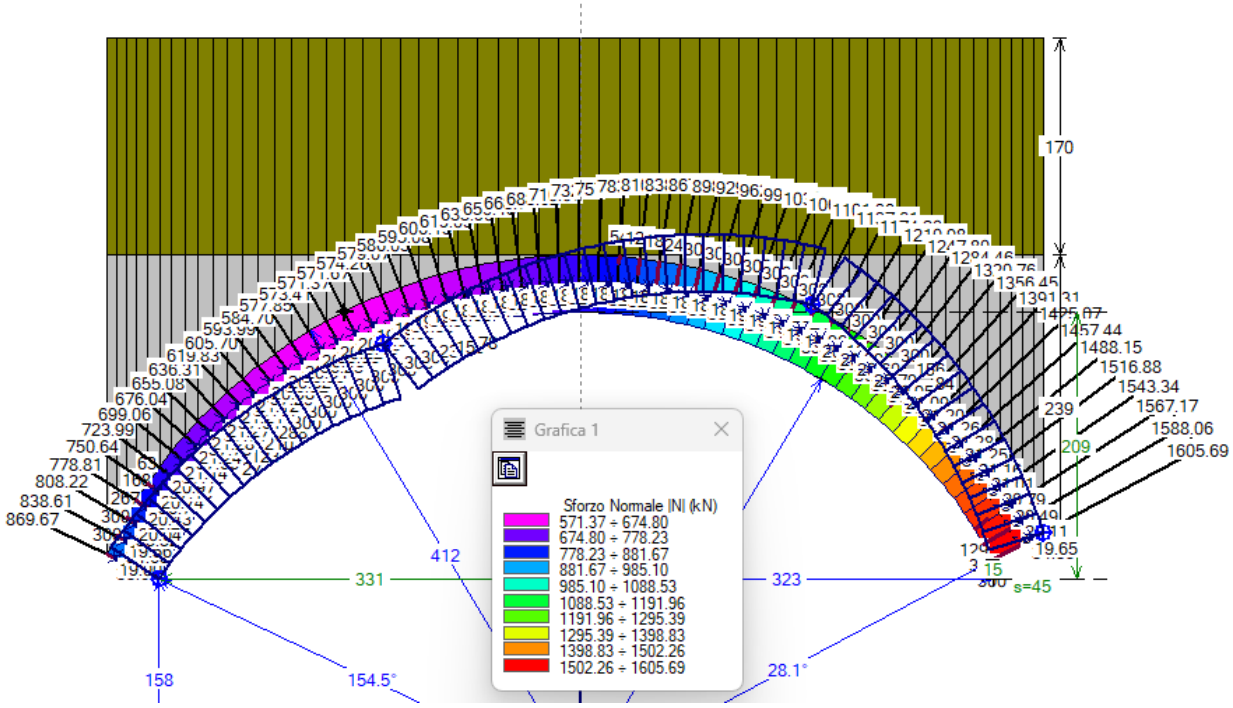


Figure 19.41: Diagramma dello sforzo normale

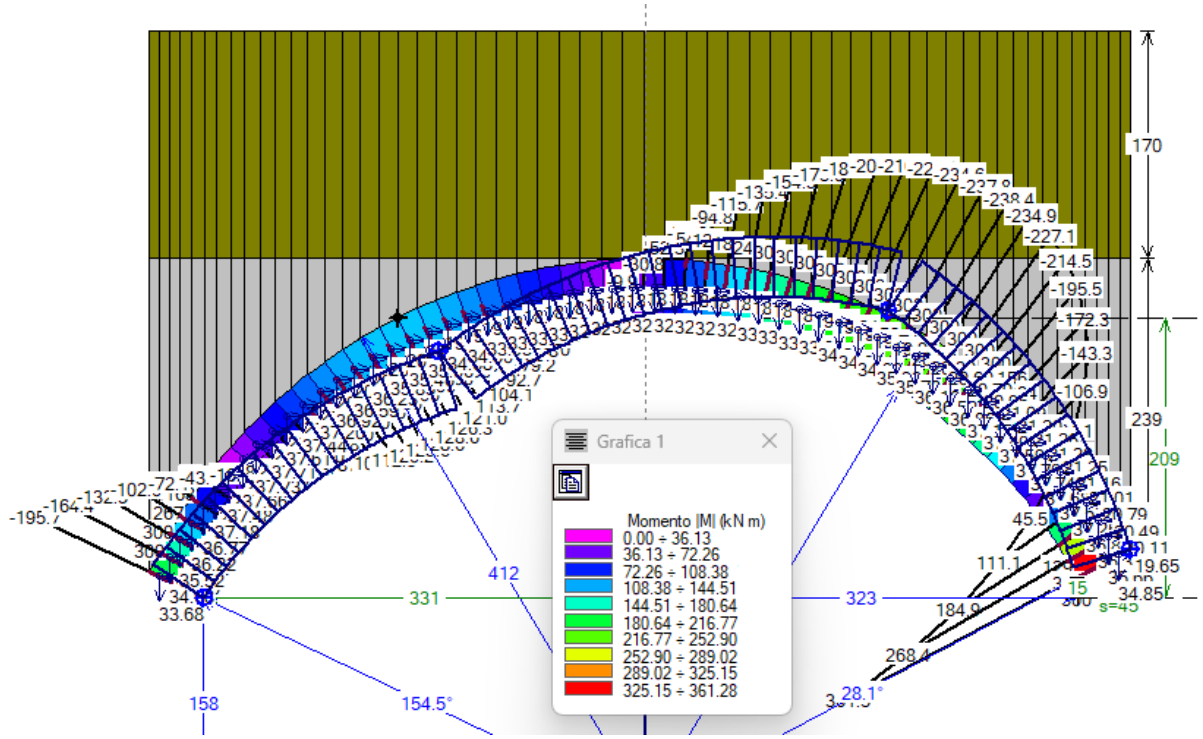


Figure 19.42: Diagramma del momento

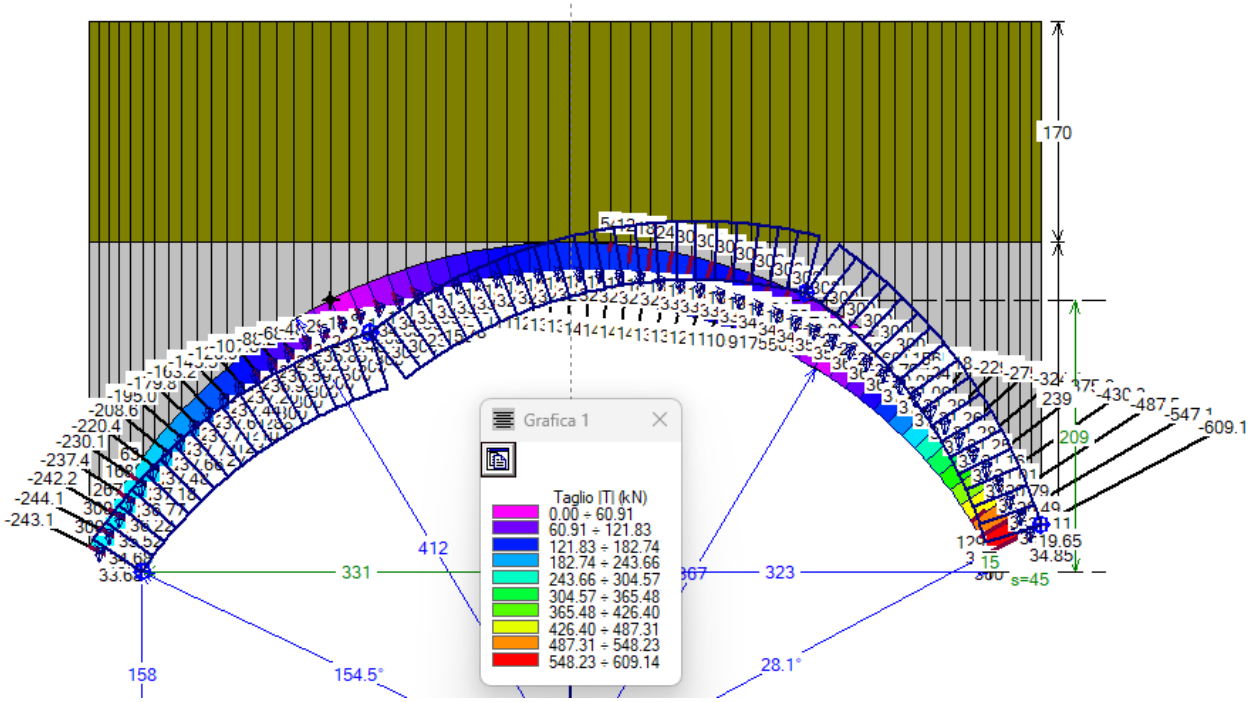


Figure 19.43:Diagramma del taglio

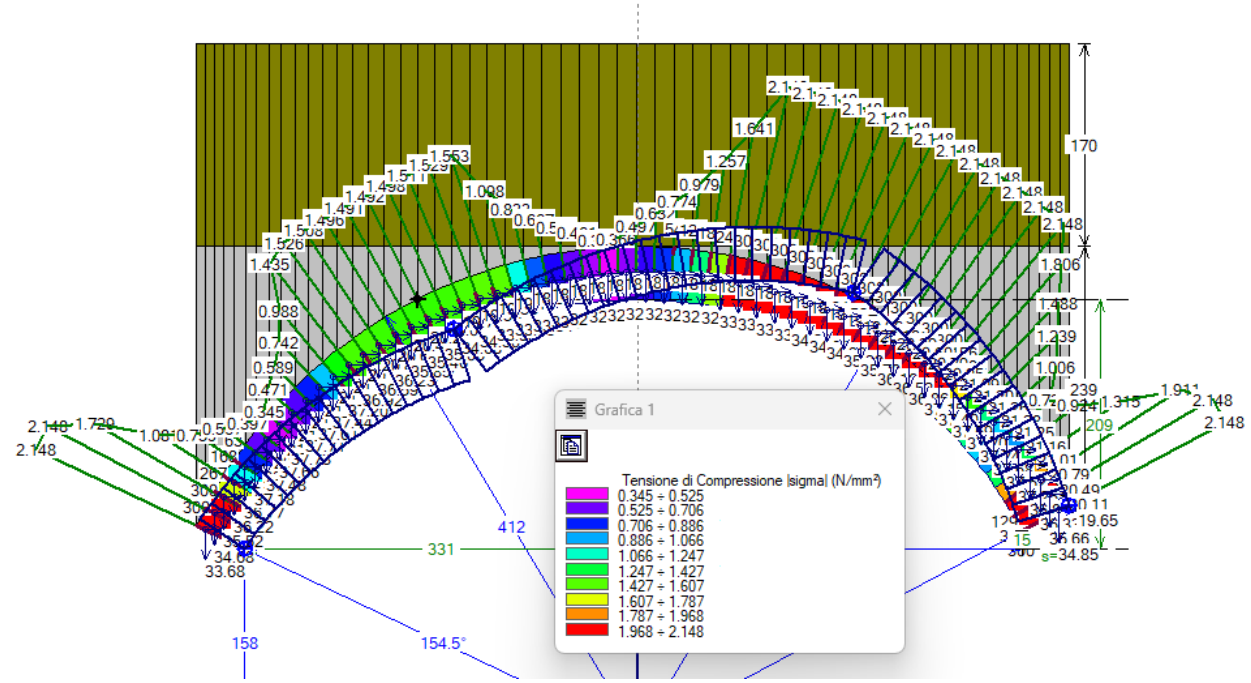


Figure 19.44:Diagramma delle tensioni

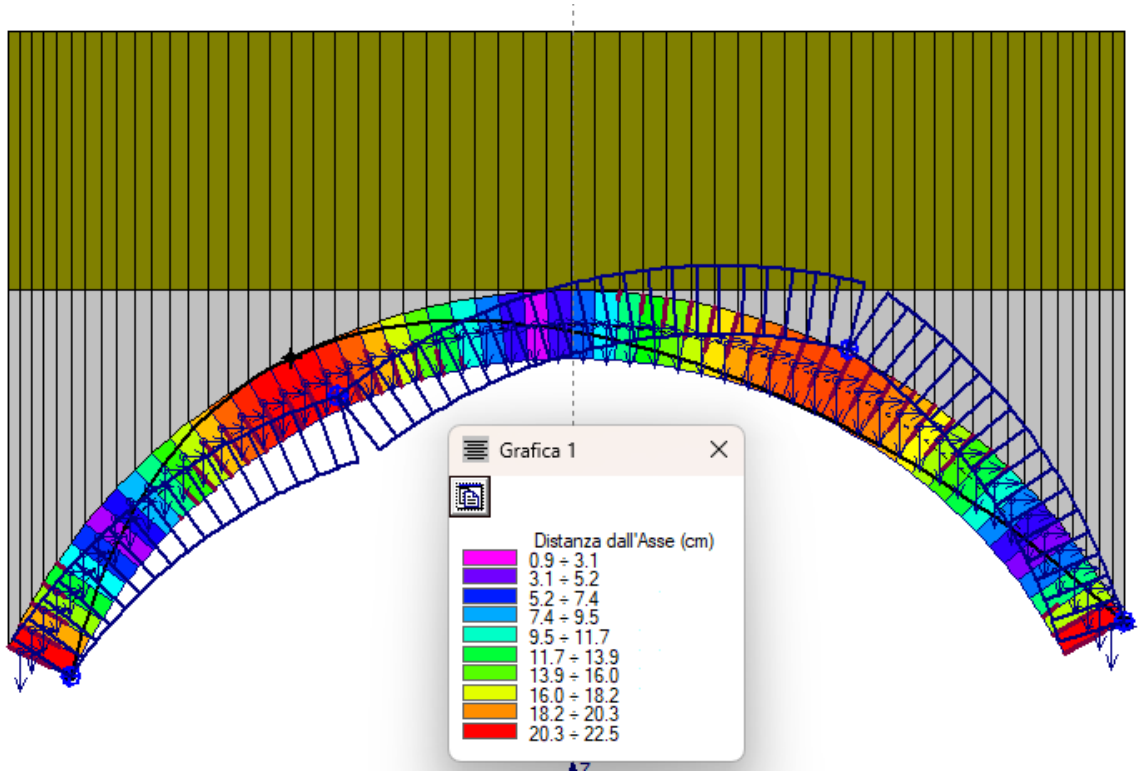


Figure 19.45:Diagramma delle curve delle pressioni

Si mostra di seguito il riepilogo dello studio della volta, in condizione sismica, effettuato, sia in direzione +X che in direzione -X.

ANALISI SISMICA

In direzione longitudinale X

Moltiplicatore orizzontale di collasso					
minimo fra tutti gli Archi ideali e i due versi :				**0.463**	
Struttura:	Arco	Arco n°:	1	Verso:	- X

Moltiplicatori di collasso	Arco		Pied. Sx		Pied. Dx		Timpano
Tipo di Verifica	+ X	- X	+ X	- X	+ X	- X	
Stabilità (Equilibrio della struttura)	0.564	**0.463**					
Taglio / Attrito (nei giunti)	0.564	**0.463**					
Compressione	0.564	**0.463**					
Trazione dei rinforzi							

Verifica per SLV

domanda:
PGA,DLV = 0.381 g
TR,DLV = 712 anni

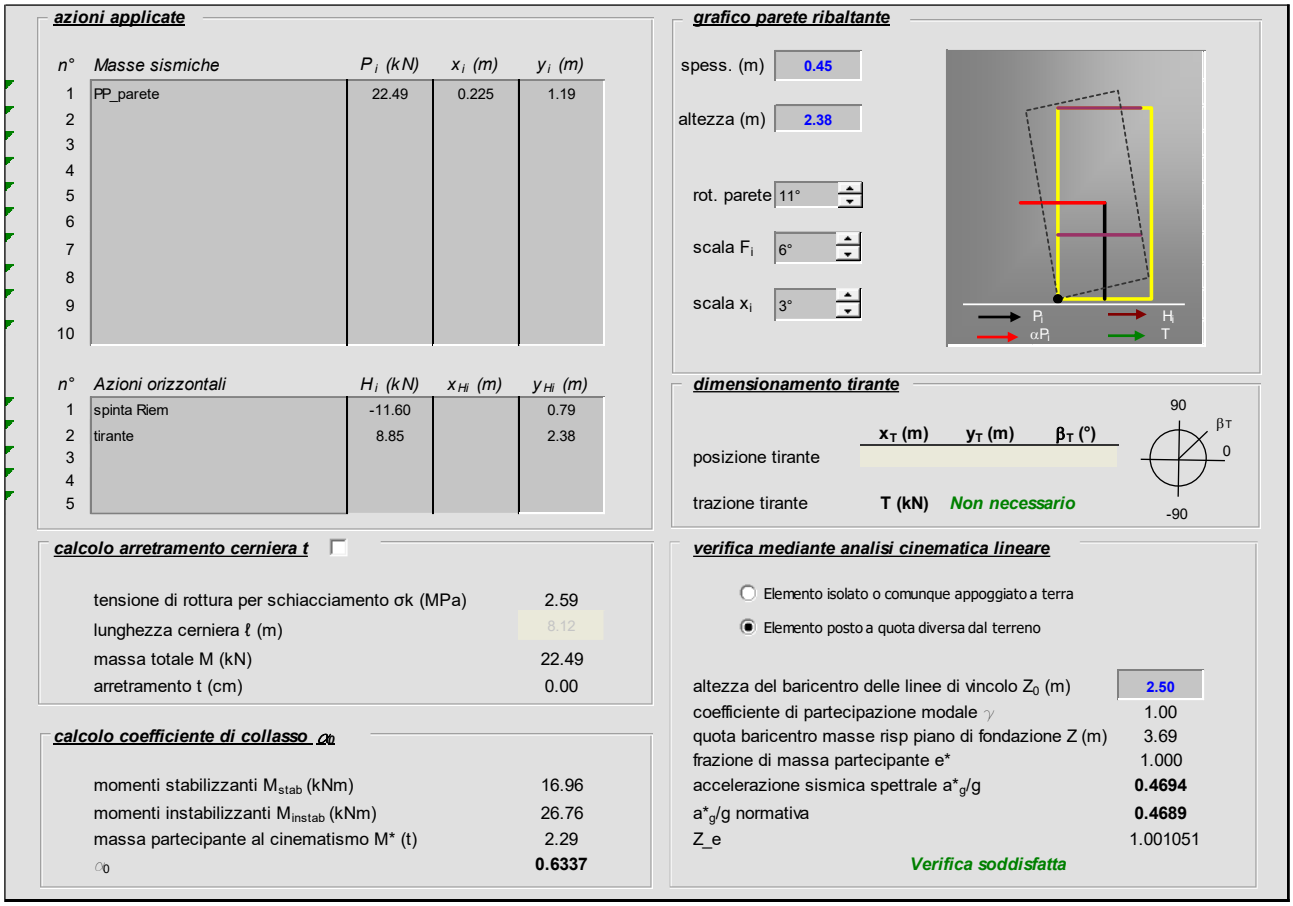
Verifica Soddisfatta

ζ_E Indicatori di Rischio Sismico

	PGA,CLV (g)	TR,CLV (anni)	PGA,CLV / PGA,DLV (target = 0.800)	TR,CLV / TR,DLV
Arco	0.467	>=2475	1.225	3.476
Piedritti				
Timpano				
Minimo	0.467	>=2475	**1.225**	3.476

Si analizza il comportamento a ribaltamento semplice del timpano, valutando gli effetti degli interventi previsti nella configurazione di progetto. In corrispondenza della sommità del timpano è realizzata una soletta in

calcestruzzo armato di spessore pari a 8 cm, armata con rete elettrosaldata costituita da barre di diametro 8 mm disposte con passo 20 × 20 cm. La soletta è collegata al timpano mediante ancoraggi chimici, realizzati con barre in acciaio B450C di diametro 16 mm posizionate con interasse di 1,00 m. Tale sistema di connessione conferisce alla soletta un comportamento collaborante con il paramento murario, consentendole di svolgere una funzione assimilabile a quella di un tirante capace di contrastare efficacemente le azioni fuori piano e impedire il ribaltamento del timpano.



Si verifica che la barra di diametro 16 inghisata all'interno del timpano sia in grado di assorbire il taglio derivante dal meccanismo di ribaltamento. Si verifica il meccanismo di taglio puro della barra:

Ved	8.85	kN
n		
\phi	16	
fyd	391.3043	
Tau_rd	225.9197	
area	201.06	mm
n_barre	1	
T_rd	45.4	kN
C/D	5.13	

19.5.2.3 RIEPILOGO DEGLI ζ_E DELL'ARCATA

Si mostra di seguito una tabella riassuntiva degli ζ_E pre e post intervento.

ζ_E della campata			
ζ_E	arco	timpano	totale strut
pre-intervento	1.225	0.036	0.036
post intervento	1.225	1.00	1

19.6 *RIEPILOGO DEL COMPORTAMENTO SISMICO DELLA STRUTTURA VOLTATA*

In condizioni sia statiche sia sismiche, il ponte oggetto dell'intervento risulta completamente disaccoppiato dal ponte in muratura esistente. Nei paragrafi precedenti è stato descritto il comportamento sismico della struttura voltata, analizzato sia nello stato di fatto sia nello stato di progetto.
Di seguito si riporta un riepilogo dei valori di ζ_E relativi a entrambe le configurazioni:

ζ_E	arco	timpano	totale strut
Lato Pianola	0.448	0.022	0.022
centrale	0.443	0.03	
L'Aquila	1.225	0.036	

Figura 19.5:Riepilogo ζ_E stato di fatto

ζ_E	arco	timpano	totale strut
Lato Pianola	0.498	1	0.498
centrale	0.682	1.01	
L'Aquila	1.225	1.00	

Figura 19.6: Riepilogo ζ_E stato di progetto

Si evidenzia che le NTC 2018, al Capitolo 8, definiscono come intervento di miglioramento sismico un incremento del ζ_E non inferiore a 0,10. Pertanto, sulla base dei risultati ottenuti, la condizione dell'opera può essere inquadrata come intervento di miglioramento sismico.

Pieve di Soligo, 12/06/2026

IL PROGETTISTA

Ing. Michele Titton

