



SOGGETTO ATTUATORE:

PROVINCIA DI REGGIO EMILIA

come da Protocollo d'Intesa tra la Provincia di Reggio Emilia
e la Provincia di Mantova sottoscritto il 09/03/2020

MANUTENZIONE STRAORDINARIA DEL PONTE SUL FIUME PO TRA GUASTALLA (RE) E DOSOLO (MN)

CUP: C67H20000290001

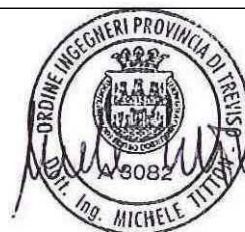
PROGETTO ESECUTIVO

GRUPPO DI PROGETTAZIONE:

CAPOGRUPPO R.T.P.



ITS srl
Corte delle Caneve, 11
31053 Pieve di Soligo (TV)
Tel. 0438 82082 email: info@its-engineering.com



Ing. MICHELE TITTON
Ing. ANDREA DE PIN
Ing. MATTEO TANCON
Ing. MIRKO LORENZON
Ing. ELOISA TORRESINI
Ing. MASSIMO DE NARDI
Geom. FABIO LUCCHETTA

Prof. Ing. PIER GIORGIO MALERBA
Ing. PAOLO GALLI

MANDANTE:

MALERBA INGEGNERIA STRUTTURALE

Prof. Ing. PIER GIORGIO MALERBA
Viale Abruzzi, 17 - 20131 Milano (MI) - Tel. 02 29526561

ELABORATO:

PROGETTO STRUTTURALE RELAZIONE DI CALCOLO PRECOMPRESSIONE ESTERNA

PROGETTISTA:
Ing. MICHELE TITTON

RESP. UNICO DEL PROCEDIMENTO:
Ing. GIUSEPPE TUMMINO

IL DIRIGENTE:
Ing. VALERIO BUSSEI

CODICE PROGETTO			NOME FILE	2021_022 PE STR RE 02_B_Rel. di calc.	REVISIONE	SCALA
PROGETTO			STR. FASE			CODICE ELAB
2	0	2	2	-	PE	STR RE 02
B	REVISIONE PER VALIDAZIONE			MDN	ADP	MT
A	PRIMA EMISSIONE			MDN	ADP	MT
REV.	DESCRIZIONE			REDATTO	VERIFICATO	APPROVATO
						DATA

PROVINCIA DI REGGIO EMILIA

Ponte tra Dosolo e Guastalla

Interventi di emergenza per la messa in sicurezza del fiume Po – ponte tra Dosolo e Guastalla

RELAZIONE DI CALCOLO PRECOMPRESSIONE ESTERNA

Indice

1	PREMESSA	1
2	NORMATIVA DI RIFERIMENTO.....	2
3	MATERIALI	3
3.1	CARATTERISTICHE DEI MATERIALI ESISTENTI	3
3.1.1	Calcestruzzo.....	3
3.1.2	Acciaio per armatura ordinaria	4
3.1.3	Acciaio per cavi di post tensione	4
3.1.4	Acciaio per precompressione	5
4	INTERVENTO DI PRECOMPRESSIONE A CAVI ESTERNI	5
4.1	ANALISI DEI CARICHI	5
4.1.1	Pesi permanenti strutturali.....	5
4.1.2	Pesi permanenti non strutturali.....	5
4.1.3	Carichi variabili da traffico	5
4.1.4	Combinazioni di carico	7
4.2	STATO DI FATTO.....	8
5	SOFTWARE DI CALCOLO	9
5.1	MIDAS CIVIL	9
5.2	VCA SLU	9
5.3	GIUDIZIO MOTIVATO ED ACCETTABILITÀ DEI RISULTATI	9
5.3.1	Affidabilità dei codici di calcolo.....	10
5.3.2	Modalità di presentazione dei risultati	10
5.3.3	Giudizio motivato di accettabilità dei risultati.....	10
6	DIAGRAMMI DELLE SOLLECITAZIONI.....	11
7	FORZA DI TIRO	14
7.1	ANDAMENTO DEL TRACCIATO DEI CAVI	14
7.2	CALCOLO DELLA FORZA DI TIRO	14
7.3	CALCOLO DELLE PERDITE DI TENSIONE	15
7.3.1	Perdite per rilassamento dell'acciaio	16
7.3.2	Perdite dovute ad attrito	16
7.3.3	Perdite all'ancoraggio	16
7.3.4	Perdite totali.....	16
8	VERIFICA DELL'IMPALCATO TAMPONE - SLO	17
8.1	RETRO-FIT IMPALCATO	17
8.1.1	Prova di carico	17
8.1.2	Modellazione.....	18

8.1.3	Verifica della sezione allo stato attuale	19
8.2	VERIFICA DELLA POST TENSIONE ESTERNA.....	21
8.3	VERIFICA PER MOMENTO NEGATIVO	26
8.4	VERIFICA A TAGLIO	27
9	VERIFICA DELL'IMPALCATO SU PILA - SLO	29
9.1	VERIFICA DELLA SEZIONE ALLO STATO ATTUALE	29
9.2	VERIFICA DELLA POST TENSIONE ESTERNA.....	30
9.3	VERIFICA A TAGLIO APPOGGIO	34
9.4	VERIFICA DEL DENTE DELLA SELLA.....	37
10	VERIFICA DELL'IMPALCATO A CASSONE - SLO	41
10.1	VERIFICA DELLA SEZIONE ALLO STATO ATTUALE	41
10.1.1	Diagrammi delle sollecitazioni	42
10.1.2	Stato tensionale attuale	43
10.2	VERIFICA DELLA POST TENSIONE ESTERNA.....	45
10.3	VERIFICA A TAGLIO	47
11	VALORI DI TIRO	48
12	VERIFICA DELL'IMPALCATO TAMPONE – SLE.....	49
12.1	VERIFICA S1	49
12.1.1	SDF – originario.....	49
12.1.2	SDP – ponte scarico.....	49
12.1.3	SDP – ponte carico.....	50
12.2	VERIFICA S2	51
12.2.1	SDF – attuale.....	51
12.2.2	SDP – ponte scarico.....	51
12.2.3	SDP – ponte carico.....	52
12.3	VERIFICA S3	52
12.3.1	SDF – attuale.....	52
12.3.2	SDP – ponte scarico.....	53
12.3.3	SDP – ponte carico.....	53
12.4	VERIFICA S4	54
12.4.1	SDF – attuale.....	54
12.4.2	SDP – ponte scarico.....	54
12.4.3	SDP – ponte carico.....	54
13	VERIFICA DELL'IMPALCATO SU PILA – SLE.....	55
13.1	VERIFICA S1	56
13.1.1	SDF – attuale.....	56
13.1.2	SDP – ponte scarico.....	56
13.1.3	SDP – ponte carico.....	56
13.2	VERIFICA S2	57
13.2.1	SDF – attuale.....	57

13.2.2	SDP – ponte scarico.....	57
13.2.3	SDP – ponte carico.....	58
13.3	VERIFICA S3.....	58
13.3.1	SDF – attuale.....	58
13.3.2	SDP – ponte scarico.....	59
13.3.3	SDP – ponte carico.....	59
13.4	VERIFICA S4.....	60
13.4.1	SDF – attuale.....	60
13.4.2	SDP – ponte scarico.....	60
13.4.3	SDP – ponte carico.....	60
14	VERIFICA A FESSURAZIONE	61
14.1	DEFINIZIONE DELLE CONDIZIONI AMBIENTALI ED AMPIEZZA DI FESSURA.....	61
14.2	VERIFICA DELLE TENSIONI	61
15	VERIFICA DELLA SOLETTA.....	62
15.1	ANALISI DEI CARICHI.....	63
15.2	COMBINAZIONE DEI CARICHI	63
15.3	RISULTATI.....	64
16	VERIFICA DELLE SEZIONI DI ANCORAGGIO CAVI	65
16.1	DENTE TRAVE TAMPONE.....	65
16.2	DENTE TRAVE CONTINUA SU PILA.....	66
17	SPALLE E TRAVERSI	67
18	TRAVE CONTINUA SU PILA.....	68
18.1	ANCORAGGIO IN TESTA	68
18.1.1	Dimensionamento delle piastre	68
18.1.2	Dimensionamento della bullonatura	71
18.1.3	Verifica a compressione cls.....	73
18.2	DEVIATORE.....	74
18.2.1	Verifica a rifollamento piastra	77
18.2.2	Verifica a block tearing	78
19	TRAVE TAMPONE.....	79
19.1	ANCORAGGIO IN TESTA	79
19.1.1	Dimensionamento delle piastre	79
19.1.2	Dimensionamento della bullonatura	80
19.1.3	Verifica a compressione cls.....	81
19.2	PIASTRA DI CONTRASTO SUPERIORE	82
19.3	DEVIATORE.....	83
20	IMPALCATO CASSONE	85
20.1	VERIFICA FLESSIONALE DELLA SEZIONE RIDOTTA.....	86

20.2	VERIFICA A TAGLIO	86
20.3	CALCOLO DEI RINFORZI	86
21	VERIFICA DELLE SALDATURE	88

1 PREMESSA

Il presente incarico di progettazione è volto allo svolgimento di alcuni interventi di manutenzione straordinaria sulla struttura del ponte tra Dosolo e Guastalla. Nel particolare, la seguente relazione ha l'obiettivo di definire in dettaglio gli interventi di precompressione esterna e le relative carpenterie necessarie per l'adeguamento del ponte al passaggio di carichi massimi pari a 44t. L'intervento ha il fine di sopperire alle perdite avvenute nel tempo per i cavi esistenti ed incrementare la resistenza dell'impalcato nel rispetto dei nuovi carichi di progetto. L'intervento di precompressione esterna sarà eseguito per il solo tratto lato Mantova, in quanto il tratto in territorio reggiano è stato rinforzato nell'ambito del primo lotto d'intervento mediante applicazione di FRP (fibre di carbonio).



Figura 1 Vista dall'alto del tratto mantovano

2 NORMATIVA DI RIFERIMENTO

- **D.M. 17/01/2018** Aggiornamento delle “Norme tecniche per le costruzioni”
- **Circ. Min. 21/01/2019, n° 7** “Istruzioni per l'applicazione dell'aggiornamento delle Norme tecniche per le costruzioni di cui al DM 17 gennaio 2018”
- **UNI EN 1993 - 1** “Progettazione delle strutture in acciaio”

3 MATERIALI

3.1 CARATTERISTICHE DEI MATERIALI ESISTENTI

Al fine di definire la resistenza dei materiali sono state condotte indagini distruttive su elementi scelti del ponte.

In particolare si fatti dei carotaggi per indagare la resistenza del calcestruzzo e sono state prelevate delle barre

d'armature per verificare la resistenza a trazione dell'acciaio.

3.1.1 CALCESTRUZZO

La resistenza del calcestruzzo viene stimata sulla base dei risultati ottenuti dalla campagna d'indagine.

Si riportano nel seguito i risultati ottenuti dalle prove di compressione sulle carote prelevate in occasione dei lavori per la messa in sicurezza del Lotto 1.

N. ORD.	Contrassegno del provino	Dimensioni (diametro x altezza) mm	Peso g	Carico Massimo kN	Tensione di rottura f_{opera} N/mm ²	Data di prova	R (*)	RETT (**)
1	DO – C 01	Ø 94 x h. 95	1526.75	331.3	47.76	21.03.2018	1	SI
2	DO – C 02	Ø 94 x h. 95	1576.82	601.6	86.73	21.03.2018	1	SI
3	DO – C 03	Ø 94 x h. 78	1256.91	339.8	48.98	21.03.2018	1	SI
4	DO – C 04	Ø 94 x h. 90	1518.67	661.4	95.35	21.03.2018	1	SI
5	DO – C 05	Ø 94 x h. 96	1593.25	368.3	53.09	21.03.2018	1	SI
6	DO – C 06	Ø 94 x h. 96	1593.02	420.4	60.60	21.03.2018	1	SI
7	DO – C 07	Ø 94 x h. 97	1632.34	552.2	79.61	21.03.2018	1	SI
8	DO – C 08	Ø 94 x h. 97	1645.71	329.6	47.51	21.03.2018	1	SI
9	DO – C 09	Ø 94 x h. 96	1547.13	320.4	46.19	21.03.2018	1	SI

N. ORD.	Contrassegno del provino	Dimensioni (diametro x altezza) mm	Peso g	Carico Massimo kN	Tensione di rottura f_{opera} N/mm ²	Data di prova	R (*)	RETT (**)
10	DO – C 10	Ø 94 x h. 97	1645.35	470.5	67.83	21.03.19	1	SI
11	DO – C 11	Ø 94 x h. 97	1661.43	434.7	62.67	21.03.19	1	SI
12	GU – C 01	Ø 94 x h. 96	1582.32	262.9	37.90	21.03.19	1	SI
13	GU – C 03	Ø 94 x h. 97	1592.70	427.8	61.67	21.03.19	1	SI
14	GU – C 05	Ø 94 x h. 102	1629.04	232.9	33.57	21.03.19	1	SI
15	GU – C 06	Ø 94 x h. 98	1601.82	429.1	61.86	21.03.19	1	SI
16	GU – C 07	Ø 94 x h. 97	1515.84	214.1	30.86	21.03.19	1	SI
17	GU – C 08	Ø 94 x h. 96	1593.68	458.6	66.11	21.03.19	1	SI
18	GU – C 09	Ø 94 x h. 97	1578.93	326.8	47.11	21.03.19	1	SI

RISULTATI PROVA DI COMPRESSIONE – UNI EN 12390-3

Posizione	Marcatura rilevata sul provino	Data prelievo (Indicata sulla richiesta)	Data Prova	Rettifica provino (1)	Massa kg	DIMENSIONI		RISULTATI			
						Diametro mm	Altezza mm	Massa Vol. Kg/m ³	Carico kN	Resistenza N/mm ²	Modalità di rottura (2)
1	DO_C 12	12.02.19	10.04.19	SI	1,54	94	94	2360	531	76,5	S
2	DO_C 13	12.02.19	10.04.19	SI	1,49	94	93	2308	416	59,9	S
3	DO_C 14	12.02.19	10.04.19	SI	1,54	94	94	2360	526	75,7	S
4	DO_C 15	12.02.19	10.04.19	SI	1,57	94	94	2406	586	84,4	S
5	DO_C 16	12.02.19	10.04.19	SI	1,41	94	90	2257	351	50,5	S

A queste vanno aggiunte le indagini integrative effettuate nell'ambito dell'intervento di progettazione in corso.

Dati dichiarati all'accettazione				Data prova	MASSA VOLUMICA			Resistenza alla compressione				Ultrasuoni Diretti
N.	Contrassegno	Data prelievo	Provenienza		D kg/m ³	ϕ mm	h mm	F kN	fc N/mm ²	R	P	Velocità m/s
1	C1	03/09/2021	TRAVE N° 6 IN C.A.P. TRAVE TAMPONE N° 5 TRA GIUNTO N° 9 E N° 10	14/09/2021	2382	74,4	76,0	297,1	68,3	S	TR	4318
2	C2	03/09/2021	COLONNA IN C.A. PILA N° 5	14/09/2021	2276	74,4	67,2	167,7	38,6	S	TR	3733
3	C3	03/09/2021	TRAVE N° 8 STAMPELLA PILA N° 5	14/09/2021	2378	74,4	77,0	354,8	81,6	S	TR	4375

I risultati ottenuti devono essere debitamente corretti per tenere conto delle dimensioni delle carote e della loro eterogeneità.

CALCESTRUZZO TRAVI LATO DOSOLO							
N prova	diametro	lunghezza	f (n/mm2)	I/D	Fd	FI/d	Fc
DO-C02	94	95	86.73	1.010638	1.176471	0.831809	84.87383
DO-C04	94	90	95.35	0.957447	1.176471	0.822766	92.29498
DO-C06	94	96	60.6	1.021277	1.176471	0.833617	59.43199
DO-C07	94	97	79.61	1.031915	1.176471	0.835426	78.24497
DO-C08	94	97	47.51	1.031915	1.176471	0.835426	46.69537
DO-C10	94	97	67.83	1.031915	1.176471	0.835426	66.66696
DO-C11	94	97	62.67	1.031915	1.176471	0.835426	61.59543
DO-C12	94	94	76.5	1	1.176471	0.83	74.7
DO-C14	94	94	75.7	1	1.176471	0.83	73.91882
DO-C15	94	94	84.4	1	1.176471	0.83	82.41412
C1	74.4	76	68.3	1.021505	1.176471	0.833656	66.9867
C3	47.4	77	81.6	1.624473	1.176471	0.93616	89.87139
Resistenza a compresione media				fcm=	60.95	Mpa	
Resistenza a compressione				Fck=	52.95	MPa	

Nel calcolo si è tenuto in considerazione un fattore di confidenza $F_c=1.2$ pari ad un Livello di conoscenza considerato $LC=2$.

In conclusione il calcestruzzo in opera risulta assimilabile ad un C45/55.

3.1.2 ACCIAIO PER ARMATURA ORDINARIA

Per l'acciaio da armatura lenta si assume un acciaio equivalente al FeB44k:

$$f_{yk} = 430 \text{ MPa}$$

$$f_{yd} = 373.91 \text{ Mpa}$$

3.1.3 ACCIAIO PER CAVI DI POST TENSIONE

I cavi da post tensioni sono composti da 9 trefoli in acciaio armonico a 7 fili viplato ed ingrassato con le seguenti caratteristiche:

RTP: ITS Srl (capogruppo), Prof. Ing. Pier Giorgio Malerba

TREFOLI IN ACCIAIO ARMONICO				
Diametro nominale T15S	dn=	15.7	mm	
Area nomiale	An=	150	mmq	
Tensione di rottura	f _{ptk} =	1860	Mpa	

3.1.4 ACCIAIO PER PRECOMPRESSIONE

Non vi sono informazioni da progetto originale sul materiale utilizzato per la precompressione. Si assume in via cautelativa che la precompressione sia avvenuta per post-tensione di fili in acciaio armonico, in uso all'epoca in alternativa ai trefoli, per cui si assumono i valori caratteristici riportati in tabella 11.3.VIII del D.M. 17.1.2018.

$$f_{pyk} = 1570 \text{ MPa}$$

$$f_{p(0.1)k} = 1420 \text{ MPa}$$

4 INTERVENTO DI PRECOMPRESSIONE A CAVI ESTERNI

Come accennato, l'intervento di precompressione esterna a cavi non aderenti ha l'obiettivo di recuperare la sollecitazione resistente persa nel tempo a causa del rilassamento dei cavi e di raggiungere un momento resistente aggiuntivo che permetta il passaggio di mezzi pesanti combinati allo *SLO – Stato limite di operatività*. Tale combinazione inoltre garantisce carichi almeno da 44ton come definiti da Codice della Strada.

4.1 ANALISI DEI CARICHI

4.1.1 PESI PERMANENTI STRUTTURALI

Per quanto riguarda il peso proprio della struttura si consideri un $\gamma_{cls} = 25 \text{ kN/m}^3$

4.1.2 PESI PERMANENTI NON STRUTTURALI

Tra i pesi permanenti non strutturali vengono considerati:

- Pavimentazione:
- Si è assunto un peso pari a $g_p = 3 \text{ kN/m}^2$
- Reti e parapetti:
- Il peso degli elementi accessori è stato computato andando ad aumentare i pesi propri di un fattore 0.05 applicato all'accelerazione gravitazionale.

4.1.3 CARICHI VARIABILI DA TRAFFICO

La combinazione di carico scelta è quella prescritta dalle NTC18 per *schema di carico 1*. Tale combinazioni di carico verrà tuttavia amplificata da coefficienti di sicurezza definiti per lo *Stato Limite di Operatività – SLO* che definisce un tempo di riferimento delle azioni pari a 30 anni secondo quanto stabilito al 6.3.2.2. *Azioni variabili da traffico – LLGG2020*. Tale combinazione inoltre garantisce carichi almeno da 44ton come definiti da Codice della Strada.

OPERATIVITA'	Valutazione del livello di sicurezza strutturale cont_{ref} ridotto e fattori parziali ridotti	Schemi da NTC 2018, con fattori parziali ridotti	30 anni
TRANSITABILITA' NTC 2018 (Immediata transitabilità 1)	Valutazione del livello di sicurezza strutturale cont_{ref} ulteriormente ridotto imponendo restrizioni all'uso del ponte e fattori parziali ridotti	Schemi da NTC 2018, con restrizioni di uso e fattori parziali ridotti	5 anni
TRANSITABILITA' CdS <ul style="list-style-type: none"> • PESANTE • INTERMEDIA • LEGGERA • AUTOVEICOLI (Immediata transitabilità 2)	Valutazione del livello di sicurezza strutturale cont_{ref} ulteriormente ridotto, imponendo limitazione dei carichi secondo CdS e con relativi fattori parziali ridotti	Schemi da CdS con relativi fattori parziali ridotti	5 anni

Figura 2 Prospetto livelli di analisi stabiliti dalle LLGG2020

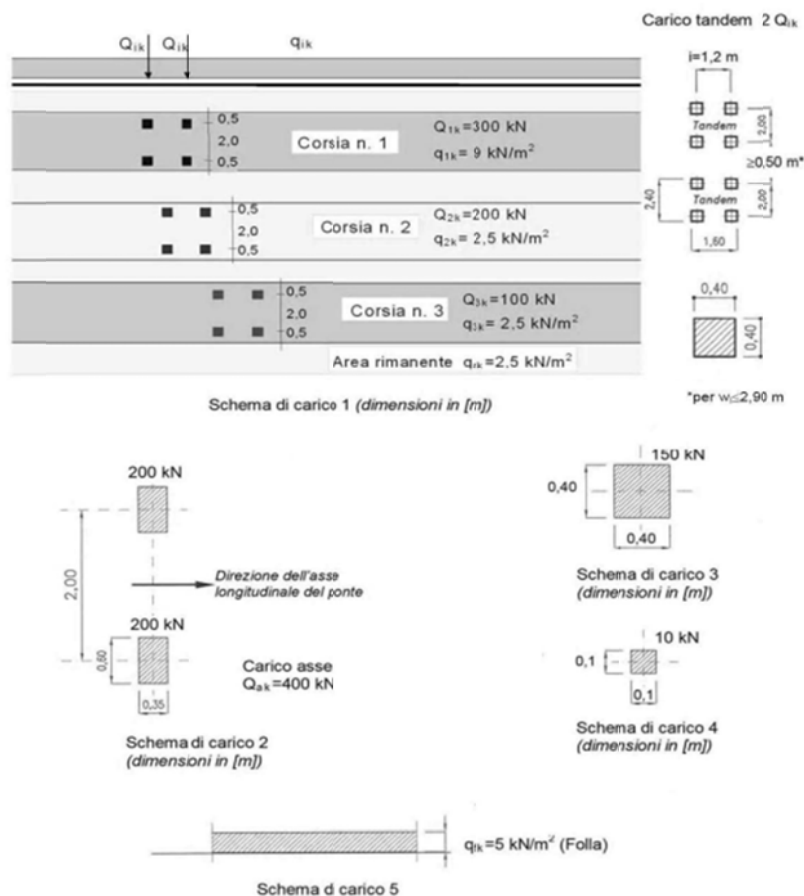


Figura 3 Schema di carico 1 - NTC18

La distribuzione di carico assunta è quella che massimizza l'eccentricità, sempre secondo lo schema fornito dalla norma:

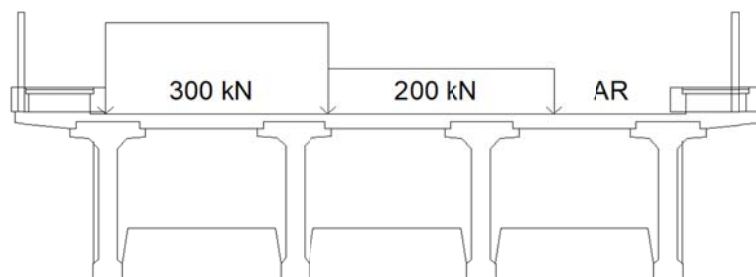


Figura 4 Distribuzione del carico

4.1.4 COMBINAZIONI DI CARICO

I carichi elencati sono combinati secondo quanto stabilito dalle linee guida, nel particolare, per verifiche allo SLO, si applicano i seguenti fattori amplificativi.

- Carichi permanenti G: $\gamma_G = 1.26$;

CLASSE DI CONSEGUENZA	(1) CONDIZIONI STANDARD	(2) CON ACCURATO CONTROLLO STATISTICO DI MATERIALI E GEOMETRIA E COV<0,05	(3) COME (2) E CON ABBATTIMENTO INCERTEZZE DI MODELLO (§ 6.3.3.5)
CC3	1.26	1.16	1.10

Figura 5 Fattori parziali di sicurezza per i carichi permanenti, per verifiche di transitabilità ed operatività

- Carichi da Codice della Strada: Per lo stato limite considerato, i carichi devono essere amplificati di $\gamma_G = 1.20$;

La combinazione totale risulta dunque

$$1.26G_1 + 1.26G_2 + 1.20Q_k$$

4.1.4.1 STATO LIMITE D'ESERCIZIO – SLE

Per le verifiche allo stato limite d'esercizio si considerino:

- SLE caratteristica:

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

- SLE frequente

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

E devono risultare verificati i limiti imposti dalle NTC18 al §4.1.2.2.5.1:

La massima tensione di compressione del calcestruzzo $\sigma_{c,max}$, deve rispettare la limitazione seguente:

$$\sigma_{c,max} \leq 0,60 f_{ck} \text{ per combinazione caratteristica} \quad [4.1.15]$$

$$\sigma_{c,max} \leq 0,45 f_{ck} \text{ per combinazione quasi permanente.} \quad [4.1.16]$$

Nel caso di elementi piani (solette, pareti, ...) gettati in opera con calcestruzzi ordinari e con spessori di calcestruzzo minori di 50 mm i valori limite sopra prescritti vanno ridotti del 20%.

4.2 STATO DI FATTO

Il ponte, realizzato in calcestruzzo armato post teso, ha subito nel tempo gli effetti del rilassamento dei cavi. I cavi di post tensione interna sono infatti soggetti a fenomeni di rilassamento date dalla geometria del tracciato, dall'attrito delle guaine, dal ritiro e viscosità del calcestruzzo. Si è reso dunque necessario, prima di tutto, analizzare lo stato tensionale attuale.

In base alla campagna d'indagini eseguita ed alla prova di carico effettuata in occasione dei lavori del Lotto 1 si assumono le seguenti caratteristiche:

1. Trave tampone:

- Numero di guaine: 7
- Tensione residua nei fili da precompressione: 800MPa
- Numero di fili per cavo: 24

2. Trave continua:

- Numero di guaine: 3
- Tensione residua nei fili da precompressione: 800MPa
- Numero di fili per il cavo più esterno: 56
- Numero di fili per gli altri due cavi: 32

Considerando la tensione di rottura dei cavi dell'epoca e l'usuale messa in opera che prevedeva un tiro massimo pari al 60% del valore di rottura, tenendo in considerazione un percentuale di rilassamento del 30%, la tensione assunta risulta congruente.

5 SOFTWARE DI CALCOLO

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

- Grande diffusione del codice di calcolo sul mercato;
- Storia consolidata del codice di calcolo (svariate anni di utilizzo);
- Utilizzo delle versioni più aggiornate (dopo test);
- Pratica d'uso frequente in studio.

Segue l'elenco, corredato da una sintetica descrizione, dei principali software utilizzati nelle analisi sia di tipo globale che per lo studio di problematiche locali di dettaglio

5.1 MIDAS CIVIL

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 Gen 2012 v.2.1

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

5.2 VCA SLU

Programmi prodotti dall'ing. Piero Gelfi dell'università di Brescia. Eseguono il calcolo e la verifica di sezioni in c.a., in acciaio e miste, muri di sostegno, ecc.

5.3 GIUDIZIO MOTIVATO ED ACCETTABILITÀ DEI RISULTATI

Lo studio delle strutture è stato condotto secondo i metodi della scienza delle costruzioni supponendo i materiali elastici, omogenei ed isotropi.

La ricerca dei parametri di sollecitazione è stata fatta secondo le disposizioni di carico più gravose avvalendosi di codici di calcolo automatico per l'analisi strutturale secondo quanto riportato nel D.M. 17.01.2018 "Norme Tecniche per le costruzioni".

RTP: ITS Srl (capogruppo), Prof. Ing. Pier Giorgio Malerba

Nome file: PE STR RE 02 A - Relazione di calcolo precompressione esterna R6.docx

Le verifiche di resistenza delle sezioni sono state eseguite secondo il metodo semiprobabilistico agli stati limite secondo quanto riportato nel D.M. 17.01.2018 “Norme Tecniche per le costruzioni”.
I coefficienti di sicurezza adottati sui materiali risultano concordi con il D.M. 17/01/2018.

5.3.1 *AFFIDABILITÀ DEI CODICI DI CALCOLO*

Tutti i codici di calcolo di cui sopra sono stati utilizzati dopo un attento esame della documentazione a corredo del software, che ha consentito di valutarne l'affidabilità e soprattutto l'idoneità al caso specifico. La documentazione, fornita dal produttore e distributore del software, contiene inoltre una esauriente descrizione delle basi teoriche e degli algoritmi impiegati, l'individuazione dei campi d'impiego, nonché casi prova interamente risolti e commentati, corredati dei file di input necessari a riprodurre l'elaborazione. La società produttrice ha inoltre verificato l'affidabilità e la robustezza del codice di calcolo attraverso un numero significativo di casi prova in cui i risultati dell'analisi numerica sono stati confrontati con soluzioni teoriche.

5.3.2 *MODALITÀ DI PRESENTAZIONE DEI RISULTATI*

Le verifiche riportate costituiscono un estratto dei calcoli principali condotti sulle strutture principali presenti nell'opera in oggetto.
All'interno della relazione vengono per lo più omessi i tabulati prodotti con i programmi di calcolo automatico, riportando eventualmente solo alcune tabelle e schemi grafici riepilogativi. Per alcuni elementi, risultano disponibili presso lo Studio per eventuale consultazione.

5.3.3 *GIUDIZIO MOTIVATO DI ACCETTABILITÀ DEI RISULTATI*

I risultati delle elaborazioni sono stati infine sottoposti a controlli che ne comprovano l'attendibilità e la correttezza.

Tale valutazione ha compreso, fra l'altro:

- Verifiche di equilibrio tra reazioni vincolari e carichi applicati;
- Comparazioni tra i risultati delle analisi e quelli di valutazione semplificate (quali ad esempio, forza di tiro e momento generato dalla precompressione esterna);
- Confronto con risultati dati da calcolo manuale (momento e taglio per schemi di semplice appoggio);
- Confronto tra progetto simulato e carichi attuali (comprovati da calcoli manuali).

Inoltre, sulla base delle procedure di qualità interne previste, i risultati sono stati controllati da un soggetto diverso che non ha preso direttamente parte alla progettazione, validandone così la correttezza.
In base a quanto detto, si può quindi asserire che la progettazione condotta è risultata corretta ed idonea al caso specifico, ritenendo validi ed accettabili i risultati di calcolo ottenuti.

6 DIAGRAMMI DELLE SOLLECITAZIONI

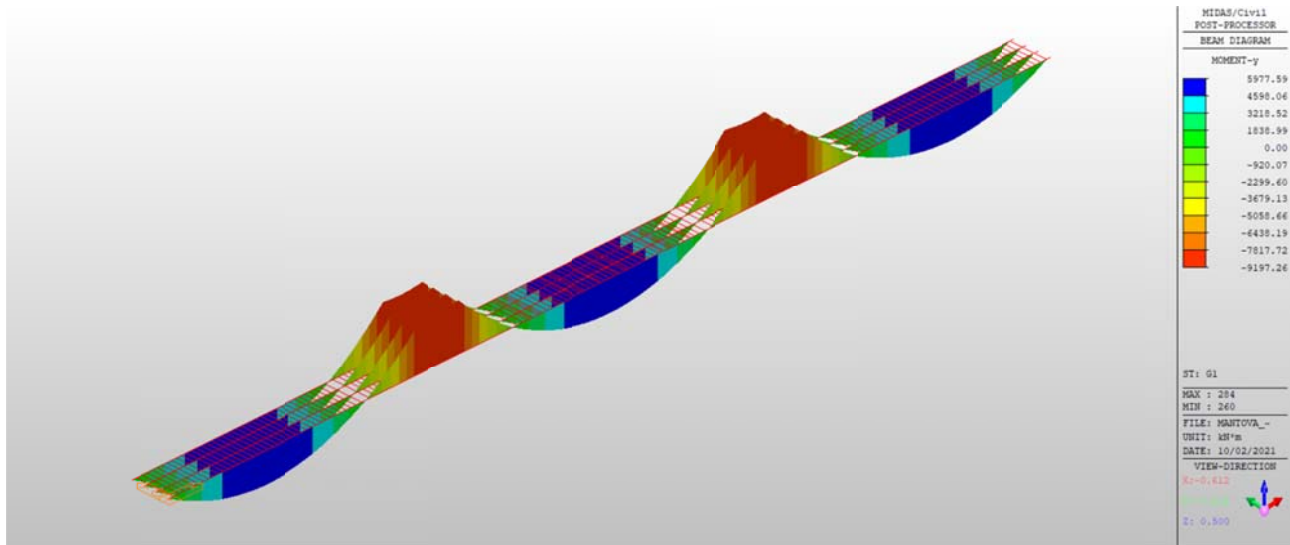


Figura 6 Diagramma di momento per pesi propri strutturali - g1

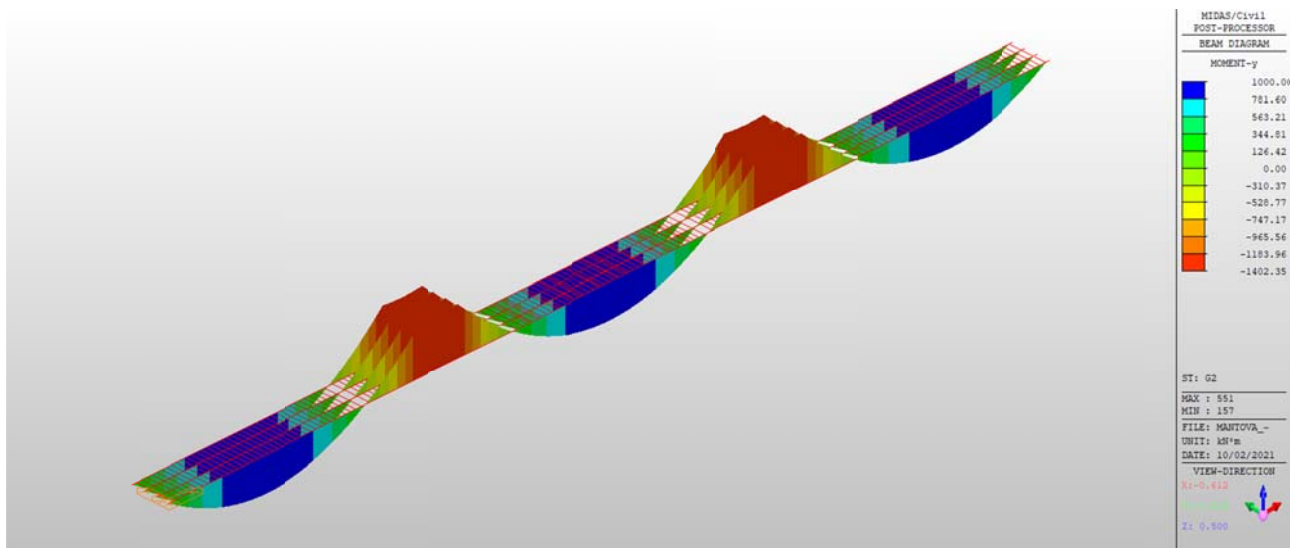


Figura 7 Diagramma di momenti per pesi propri non strutturali - g2

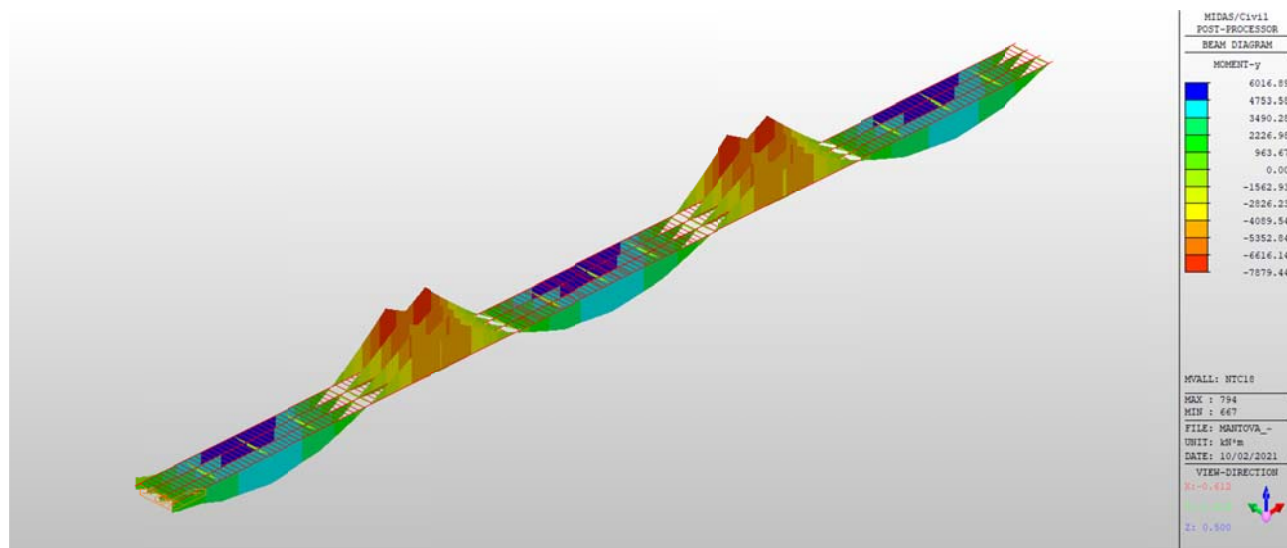


Figura 8 Diagramma di momento per carichi da traffico - valori caratteristici

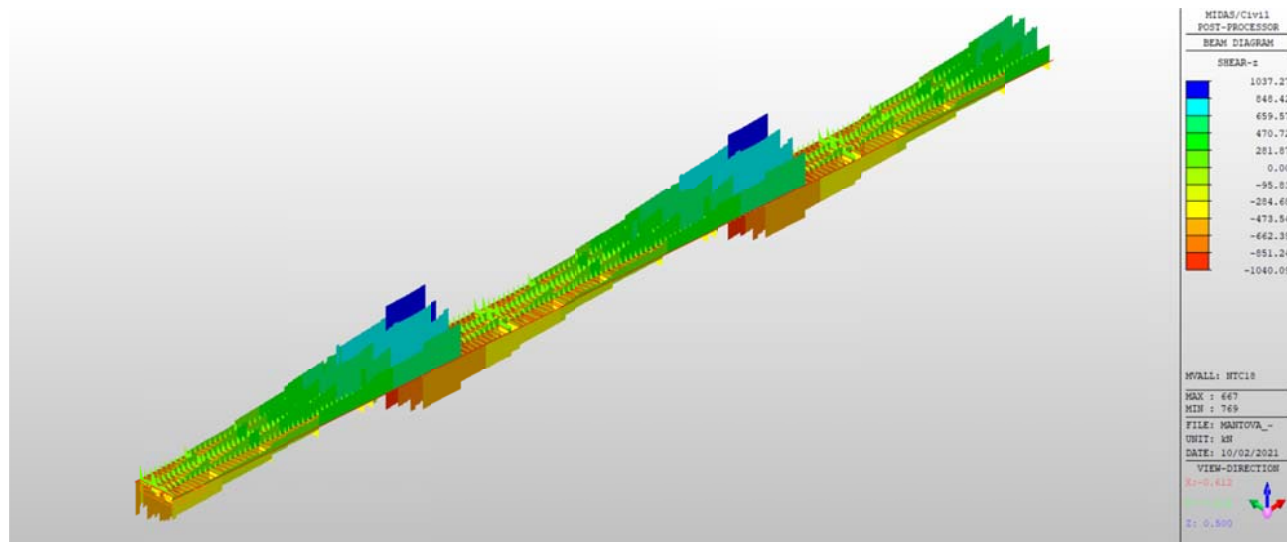


Figura 9 Diagramma di taglio per carichi da traffico - valori caratteristici

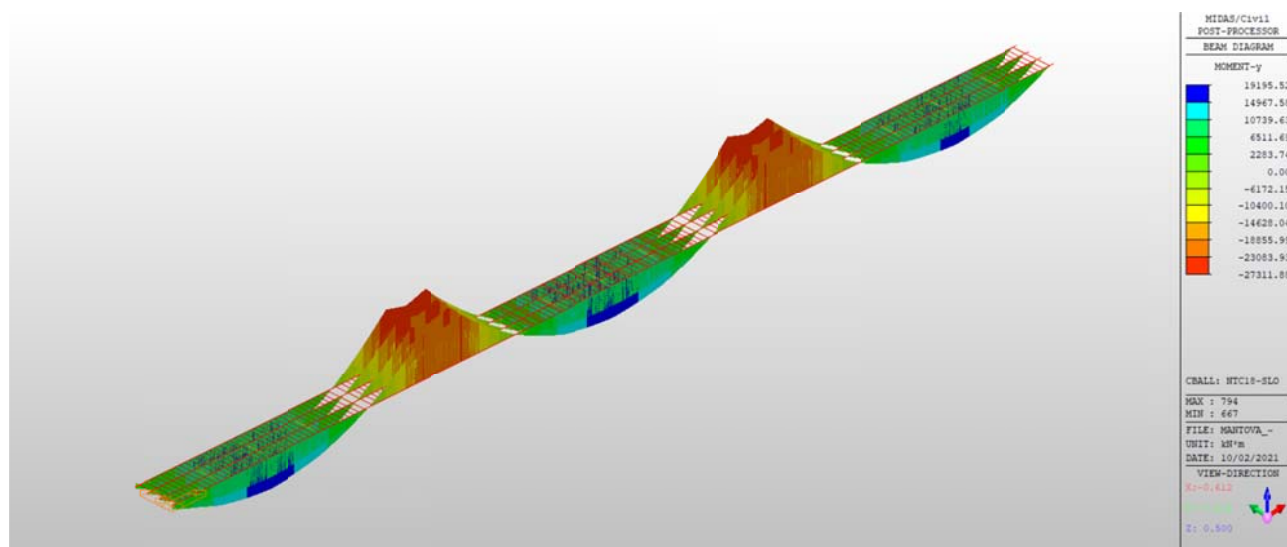


Figura 10 Diagramma di momento in combinazione SLO

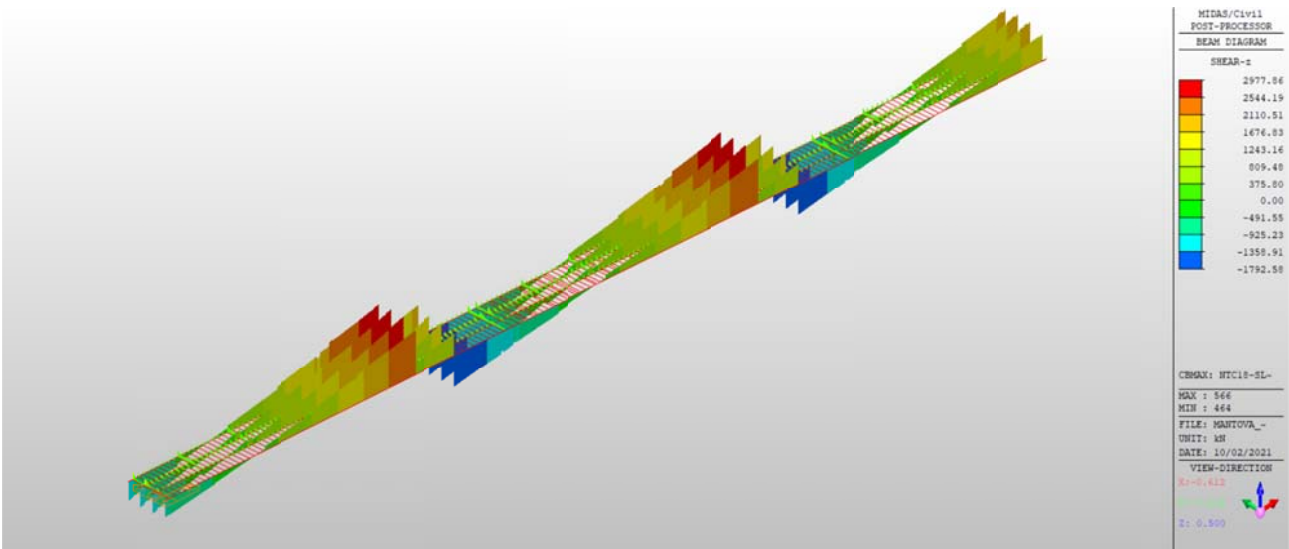


Figura 11 Diagramma di taglio in combinazione SLO

7 FORZA DI TIRO

7.1 ANDAMENTO DEL TRACCIATO DEI CAVI

Alla base del calcolo dell'incremento di resistenza dell'impalcato e dunque delle carpenterie necessarie all'ancoraggio ed alla deviazione dei cavi è necessario definirne il loro tracciato. In funzione della forza di tiro e degli angoli di deviazione si avranno delle risultati di forza verticale ed orizzontale variabili. L'andamento del tracciato dei cavi è stato individuato sulla base dell'andamento del momento flettente, il migliore risultato si ha infatti quando il cavo assume un andamento parabolico. Nella pratica tale sviluppo non è ovviamente possibile, i cavi infatti vengono deviati in corrispondenza dei traversi e dunque risultano rettilinei nella parte centrale della campata.

Al fine di tenere in considerazione possibili errori nel montaggio delle piastre e dei deviatori, gli angoli di calcolo saranno presi in modo cautelativo al fine di massimizzare le componenti di sollecitazione nelle due direzioni.

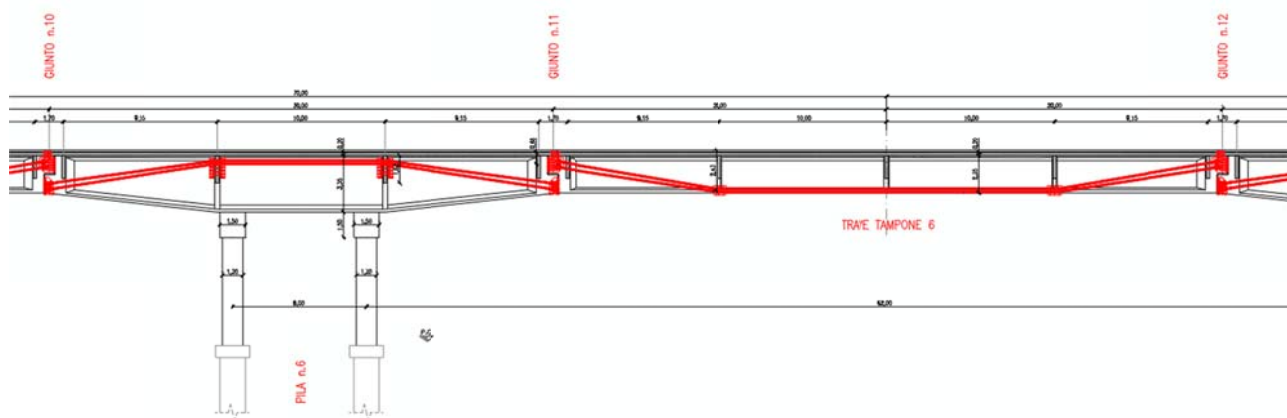


Figura 12 Rappresentazione dell'intervento

7.2 CALCOLO DELLA FORZA DI TIRO

La forza di tiro dei cavi esterni viene calcolata considerando il numero di trefoli al loro interno e la loro resistenza ultima. La norma inoltre stabilisce il limite massimo di percentuale di resistenza ultima da considerare per la tesatura, tale limite è riportato nell'estratto normativo al seguito:

4.1.8.1.5 Tensioni limite per gli acciai da precompressione

Per le tensioni in esercizio a perdite avvenute vale quanto stabilito al § 4.1.2.2.5.2 ove si sostituisca $f_{p(0,1)k}$, $f_{p(1)k}$ o f_{pyk} a f_{yk} .

Le tensioni iniziali devono rispettare le più restrittive delle seguenti limitazioni:

$$\begin{array}{lll} \sigma_{spi} < 0,85 f_{p(0,1)k} & \sigma_{spi} < 0,75 f_{ptk} & \text{per armatura post-tesa} \\ \sigma_{spi} < 0,90 f_{p(0,1)k} & \sigma_{spi} < 0,80 f_{ptk} & \text{per armatura pre-tesa} \end{array} \quad [4.1.49]$$

ove si sostituisca $f_{p(1)k}$ o f_{pyk} a $f_{p(0,1)k}$ se del caso.

In entrambi i casi è ammessa una sovratensione, in misura non superiore a $0,05 f_{p(0,1)k}$.

A fine cautelativo si considerano le seguenti ipotesi di calcolo

1. Verifica dell'impalcato e dell'intervento di post tensione: tesatura dei cavi, al massimo, al 60% della tensione di rottura;
2. Dimensionamento e verifica delle carpenterie: tesatura dei cavi all'80%.

L'assunzione 2. viene giustificata dalla futura e probabile necessità di ri-tesatura dei cavi. Il tiro massimo per il dimensionamento delle carpenterie vale dunque:

CALCOLO DEL TIRO			
Numero di fili	nf=	7	
Diametro nominale	dn=	15.7 mm	
Area nominale trefolo	A=	150 mmq	
Numero di trefoli	nt=	9	
Tensione di rottura	fptk=	1860 Mpa	
Percentuale di tesatura	%	80	
Forza totale tesatura	F= fptk nt A=	2008.8 kN	

In conclusione, considerando 2 cavi su ogni lato della trave la forza totale di tiro vale $F_t = 8035.20 \text{ kN}$.
 Il calcolo della tensione di tiro che verrà considerata nella modellazione FEM vale invece, al lordo delle perdite:

CALCOLO DEL TIRO			
Numero di fili	nf=	7.00	
Diametro nominale	dn=	15.70 mm	
Area nominale trefolo	A=	150.00 mmq	
Numero di trefoli	nt=	9.00	
Tensione di rottura	fptk=	1860.00 Mpa	
Tensione all'1% di allungamento	fp1k=	1670.00 MPa	
Tensione massima di tesatura	$\sigma_{\max,0} =$	1395.00	
Percentuale di tesatura	%	60.00	
Tensione di tesatura	$\sigma_{t,0} =$	1116.00 MPa	
Forza totale tesatura	F= fptk nt	1506.60 kN	

7.3 CALCOLO DELLE PERDITE DI TENSIONE

Come accennato, trattandosi di cavi esterni non aderenti, i contributi delle perdite sono dati principalmente da tre fattori:

1. Perdite dovute ad attrito;
2. Perdite dovute per rilassamento dell'acciaio;
3. Perdita di incuneaggio.

In aggiunta a queste tre andrebbe considerata anche la perdita per deformazione elastica del cls, questa tuttavia è del tutto irrisoria rispetto le altre e dunque trascurabile.

Non sono da considerarsi dunque tutte le perdite legate agli effetti reologici del calcestruzzo.

Il calcolo delle perdite per acciai da precompressione si svolge seguendo le indicazioni della *UNI EN1992-1-1* §3.3 e §5.10. La norma effettua prima di tutto una distinzione sulla classe dell'acciaio:

- Classe 1: fili o trefoli a rilassamento ordinario;
- Classe 2: fili o trefoli a basso rilassamento;
- Classe 3: barre laminate e lavorate a caldo.

Nel caso in esame gli acciai utilizzati rientrano in Classe 2, conseguentemente si avrà che il valore della perdita per rilassamento a 1000h dopo la messa in tensione ed a una temperatura media di 20°C vale $\rho_{1000} = 2.5\%$.

Le perdite di tensione, essendo peggiorative per la verifica dello stato di resistenza della trave, vengono calcolate sull'ipotesi 1.

7.3.1 PERDITE PER RILASSAMENTO DELL'ACCIAIO

PERDITA DI TENSIONE PER RILASSAMENTO DELL'ACCIAIO 3.3.2					
Classe di appartenenza acciaio				Classe 1	
Valore percentuale di tensione		$\rho_{1000} =$		2.5 %	
Tempo dopo la messa in tensione		$t =$		500000 h	
Valore assoluto della tensione iniziale		$\sigma_{pi} =$		1116 MPa	
Valore cartt. Resistenza a trazione		$f_{pk} =$		1860 MPa	
Rapporto		$\mu = \sigma_{pi} / f_{pk} =$		0.6	
Perdita		$\Delta \sigma_{pr} / \sigma_{pi} = 0.66 \rho e^{(9.1\mu)(t/1000)^{(0.75-0.75\mu)}} \cdot 10^{-5}$		0.000484	
Perdita percentuale				0.048427 %	

7.3.2 PERDITE DOVUTE AD ATTRITO

PERDITA DI TENSIONE PER ATTRITO FILI GUAINA 5.10.5.2					
Tiro massimo nel cavo		$P_{max} =$		6030 kN	
Somma delle deviazioni angolari		$\theta =$		1	
Coefficiente d'attrito trefolo/guaina		$\mu =$		0.12	
Deviazione angolare non intenzionale		$k =$		0	
Distanza dal punto a P_{max}		$x =$		10 m	
Perdite		$\Delta P(x) = P_{max}(1 - \exp(1)^{-\mu(\theta + kx)}) =$		681.8698 kN	

La perdita per attrito dato dalla deviazione dei cavi si attesta dunque sull'11.29%.

7.3.3 PERDITE ALL'ANCORAGGIO

Le perdite all'ancoraggio posso essere assunte da valori sperimentali e dalla comune pratica di tesatura. Nel caso in esame, il rientro del cuneo in fase di tiraggio è assunto pari a 5mm. Tale valore viene tenuto in considerazione direttamente nella modellazione FEM.

7.3.4 PERDITE TOTALI

In conclusione le perdite totali si attestano sull'11%.

In fase di montaggio sarà dunque necessario considerare questa percentuale e procedere con una debita ritesatura dei cavi considerando che, al netto delle perdite, i cavi dovranno misurare una tensione $\sigma_0 = 1000 \text{ MPa}$ pari al valore considerato in fase di modellazione FEM.

8 VERIFICA DELL'IMPALCATO TAMPONE - SLO

A monte della verifica sezionale delle travi dell'impalcato è stato necessario determinare quale fosse la quantità di fili presenti all'interno dei cavi da post-tensione. Dunque, attraverso un processo di retro-fit, si è analizzato il solo impalcato tampone e si è tarata la quantità di fili d'acciaio in funzione dei risultati ottenuti dalla prova di carico eseguita sul ponte in occasione dei lavori del primo lotto nel 2019. Dunque si è verificata la resistenza della sezione allo stato di fatto.

Dalla documentazione storica raccolta si riscontra che erano previsti 14 cavi da $12\phi 7$ ciascuno. Gli esiti delle indagini eseguite con georadar hanno evidenziato però un numero di guaine pari a 7. Tali informazioni saranno dunque interconnesse per eseguire le verifiche.

8.1 RETRO-FIT IMPALCATO

8.1.1 PROVA DI CARICO

Si riporta di seguito lo schema di carico utilizzato per la taratura del modello e gli abbassamenti misurati in occasione della prova di carico.

DISPOSIZIONE CARICHI PER PROVA DI COLLAUDO – CONFIGURAZIONE 1 – MASSIMO MOMENTO POSITIVO TRAVI TAMPONE
 PIANTA IMPALCATO SCALA 1:200

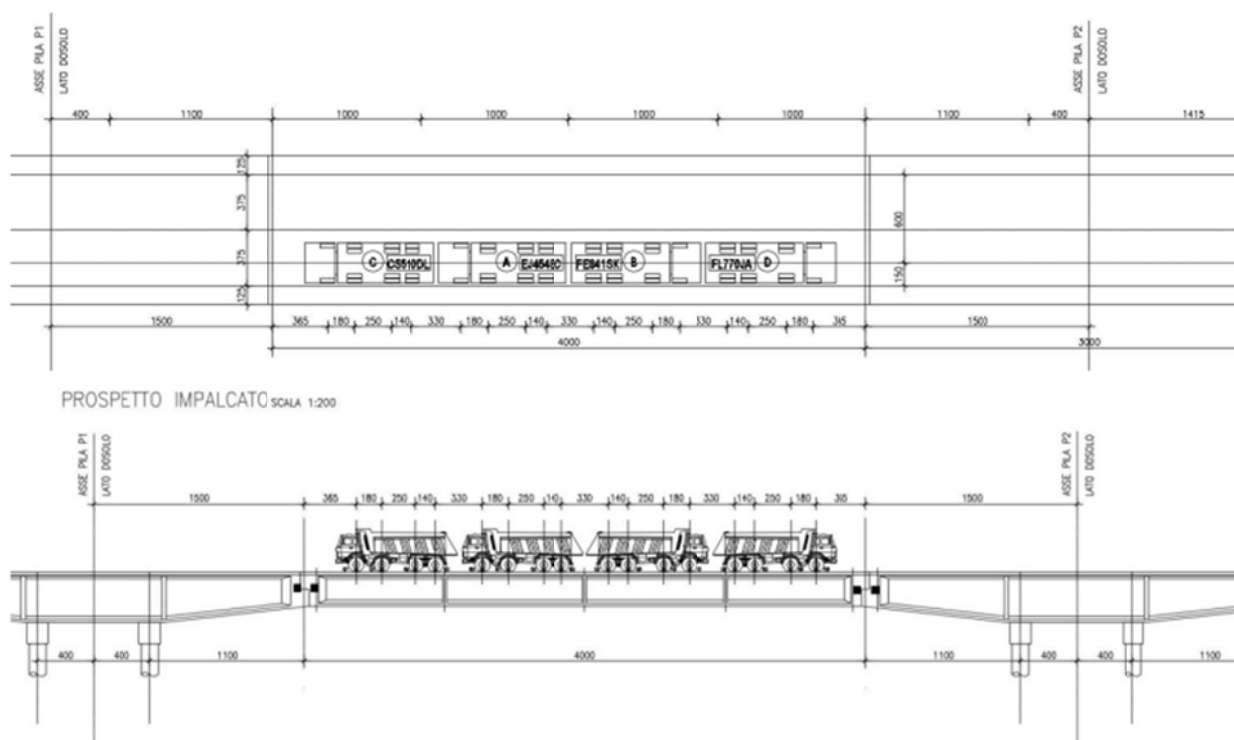


Figura 13 Configurazione di carico

Ora	Configurazione e del carico	Carico (t)	CH1 (mm)	CH2 (mm)	CH3 (mm)	CH4 (mm)	CH5 (mm)	CH6 (mm)	CH7 (mm)	CH8 (mm)	CH9 (mm)	CH10 (mm)	CH11 (mm)	CH12 (mm)	CH13 (mm)	CH14 (mm)	CH15 (mm)	CH16 (mm)
9:46:40	ponte scarico	0	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
9:50:02	A	40	-5,34	-4,30	-4,31	-2,84	-1,22	-1,43	-0,42	-0,14	-1,56	-1,15	-3,95	-0,58	-1,08	0,00	0,01	-0,02
9:54:09	AB	80	-10,91	-8,74	-8,25	-5,71	-2,32	-2,51	-0,72	-0,25	-3,03	-2,33	-8,95	-1,26	-2,62	0,00	-0,01	-0,03
9:57:21	ABC	120	-14,26	-11,41	-11,57	-7,56	-3,32	-4,27	-1,27	-0,43	-4,12	-3,06	-10,82	-1,60	-3,14	0,00	-0,01	-0,03
10:02:50	ABCD	160	-17,82	-14,18	-13,88	-9,35	-3,93	-4,78	-1,39	-0,46	-5,07	-3,97	-14,65	-2,28	-4,74	0,00	-0,04	-0,05
10:09:33	ABCD	160	-17,96	-14,30	-13,98	-9,44	-3,99	-4,82	-1,41	-0,46	-5,09	-4,00	-14,66	-2,30	-4,74	0,00	-0,04	-0,06
10:14:24	ABCD	160	-17,96	-14,31	-13,98	-9,45	-3,99	-4,82	-1,41	-0,45	-5,13	-4,03	-14,67	-2,33	-4,74	0,00	-0,04	-0,06
10:19:17	ABCD	160	-18,00	-14,34	-14,03	-9,49	-4,02	-4,84	-1,43	-0,46	-5,14	-4,05	-14,69	-2,35	-4,74	-0,01	-0,05	-0,07
10:23:02	ABCD	160	-18,06	-14,37	-14,07	-9,50	-4,02	-4,83	-1,44	-0,48	-5,15	-4,07	-14,69	-2,36	-4,74	-0,01	-0,05	-0,08
10:28:27	ponte scarico	0	-0,31	-0,23	-0,26	-0,12	-0,06	-0,08	-0,05	-0,01	-0,02	-0,07	-0,11	-0,06	-0,15	-0,02	0,05	-0,04
10:34:13	ponte scarico	0	-0,20	-0,15	-0,17	-0,05	-0,03	-0,05	-0,04	-0,01	0,01	-0,06	-0,07	-0,04	-0,13	-0,02	0,05	-0,04
10:39:40	ponte scarico	0	-0,16	-0,13	-0,15	-0,03	-0,02	-0,03	-0,04	-0,01	0,01	-0,08	-0,05	-0,05	-0,13	-0,02	0,04	-0,05

Figura 14 Abbassamenti misurati

Si prenderanno di riferimento gli abbassamenti misurati nella mezzeria per la configurazione ABCD.

8.1.2 MODELLAZIONE

Si riporta nel seguito il modello della campata analizzata:

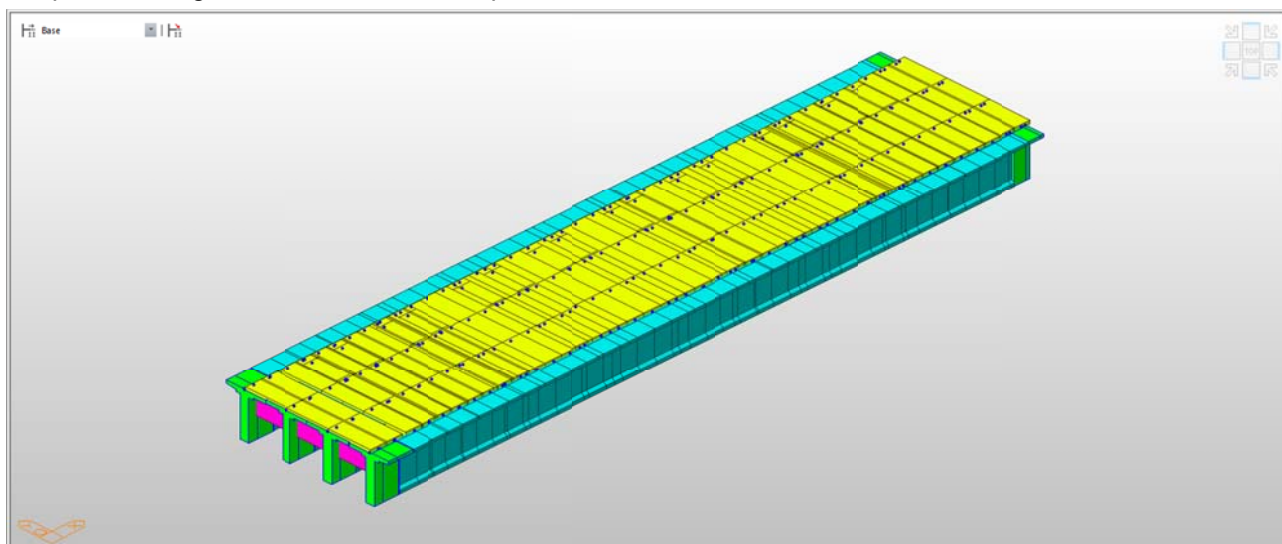


Figura 15 Vista estrusa del modello FEM

È stato dunque inserito il tracciato dei cavi individuato dalle indagini eseguite con georadar.

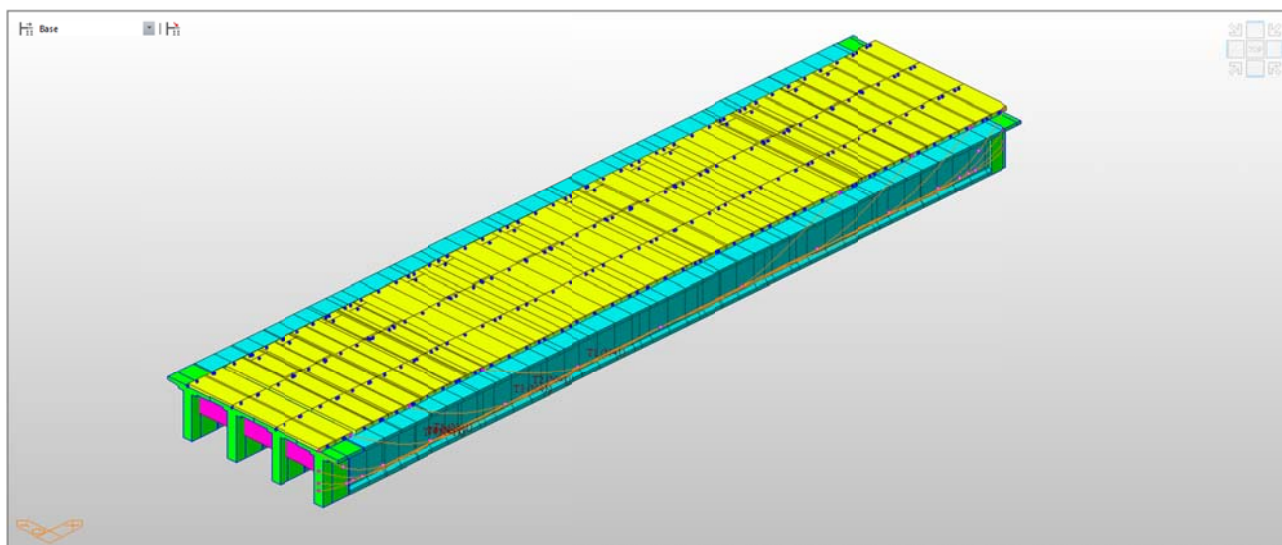


Figura 16 Inserimento dei cavi di post tensione interna

Ai cavi di post tensione è stato dato un tiro di 790 MPa secondo quanto evidenziato dalla prova di detensionamento.

Si sono dunque inseriti i carichi dati dagli scarichi degli assi degli autocarri:

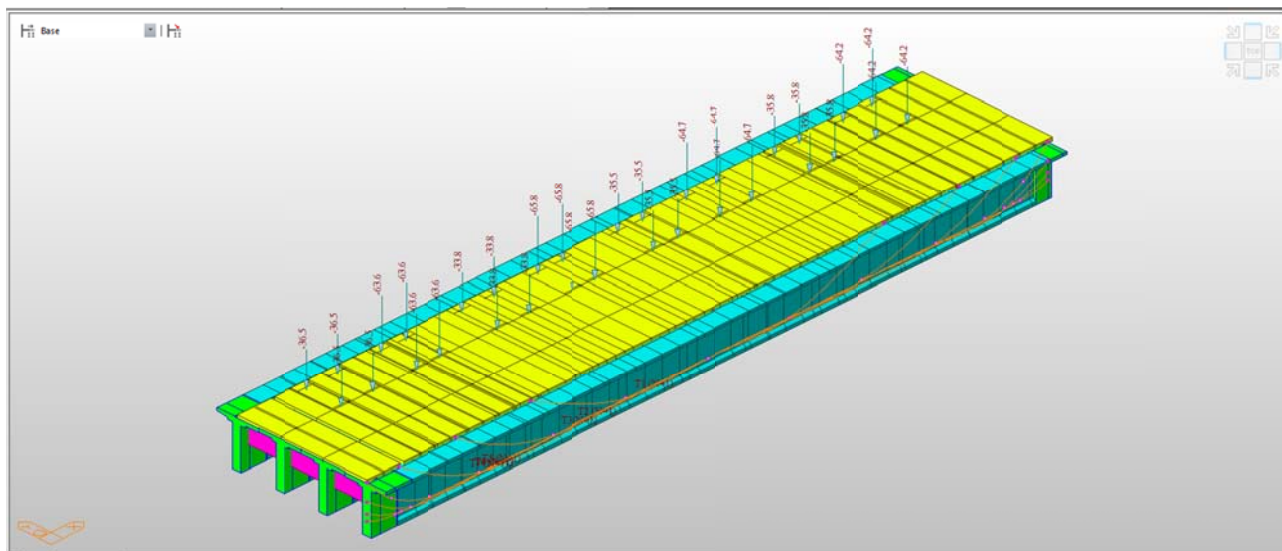


Figura 17 Forze tandem della prova di carico

Attraverso un processo di tipo iterativo si è andati a modificare l'area d'acciaio nei cavi finché non veniva raggiunto un abbassamento in mezzera che si discostasse da quelle della prova di carico del 5% massimo. La quantità di armatura così individuata risulta:

TRAVE TAMPONE		
GEORADAR		TARATURA SU PROVA DI CARICO
T7	#	987.1 mmq
T6	#	987.1 mmq
T5	#	987.1 mmq
T4	#	987.1 mmq
T3	#	1776.78 mmq
T2	#	1875.49 mmq
T1	#	1776.78 mmq

Detto ciò, si assume, per i calcoli, un'area equivalente di fili in acciaio pari a $24\phi 7$ determinata dalla taratura del modello FEM.

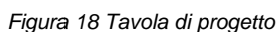
In aggiunta, la prova di detensionamento e la scarifica eseguita in tale occasione ha individuato la presenza di $2\phi 16$ e $2\phi 8$ di armatura lenta.

8.1.3 VERIFICA DELLA SEZIONE ALLO STATO ATTUALE

Il calcolo allo Stato Limite Ultimo delle sezioni precomprese si esegue come quello canonico delle travi in CA.

Tuttavia, vi è una sostanziale differenza rispetto ad una trave in armatura lenta: la trave tampone infatti, anche se scarica, è soggetta ad una coazione interna momento-sforzo normale generata dalla post tensione interna residua. Lo sforzo normale aumenterà dunque la resistenza ultima a flessione della trave.

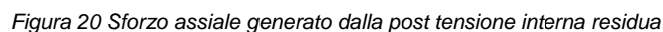
I cavi si considerano distribuiti nella sezione secondo quanto riportato nella tavola di progetto; il numero di cavi è adattato a quanto riscontrato dalle indagini con georadar.



In prima battuta si calcola dunque il momento resistente nel caso in cui non vi sia sforzo assiale:

Figura 19 Verifica della sezione di mezzeria nel caso di $N=0$

Si analizza dunque la forza assiale generata dalla post tensione interna residua grazie al modello FEM:



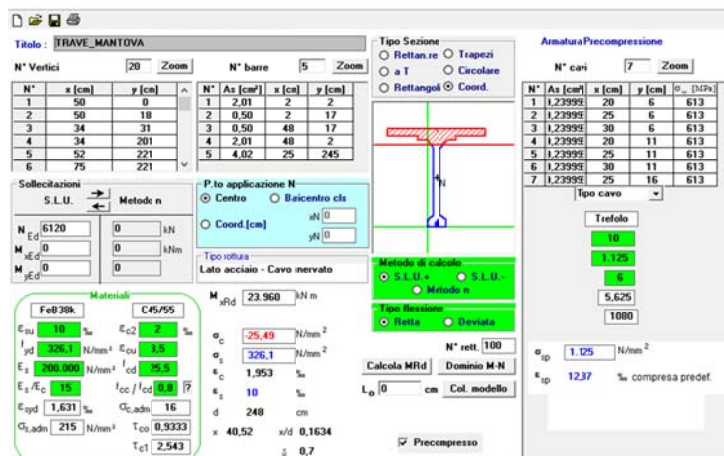


Figura 21 Verifica della sezione allo stato attuale, comprensivo di forza assiale

La sezione così considerata risulta verificata in quanto il momento sollecitante risulta minore di quello resistente. Facendo tuttavia un'ipotesi fortemente cautelativa, si assume, che le sollecitazioni generate dai carichi accidentali siano sostenute dai cavi esterni non aderenti. In tal senso i cavi esterni, nella sezione ove presente il deviatore devono essere in grado di esplicare una reazione verticale pari al taglio sollecitante.

8.2 VERIFICA DELLA POST TENSIONE ESTERNA

Un intervento di post tensione esterna può essere visto infatti come un sistema di forze esterne che si somma allo stato di coazione in essere della trave. Tali forze sono trasmesse alla trave nei punti di ancoraggio ed in quelli di deviazione.

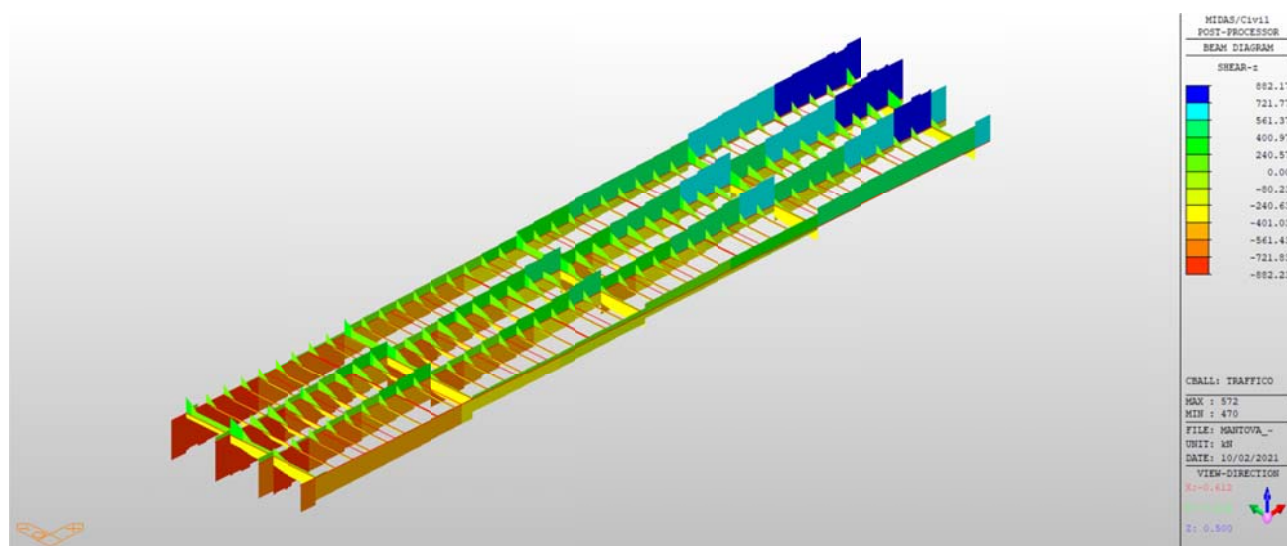


Figura 22 Diagramma di taglio per carichi accidentali in combinazione SLO

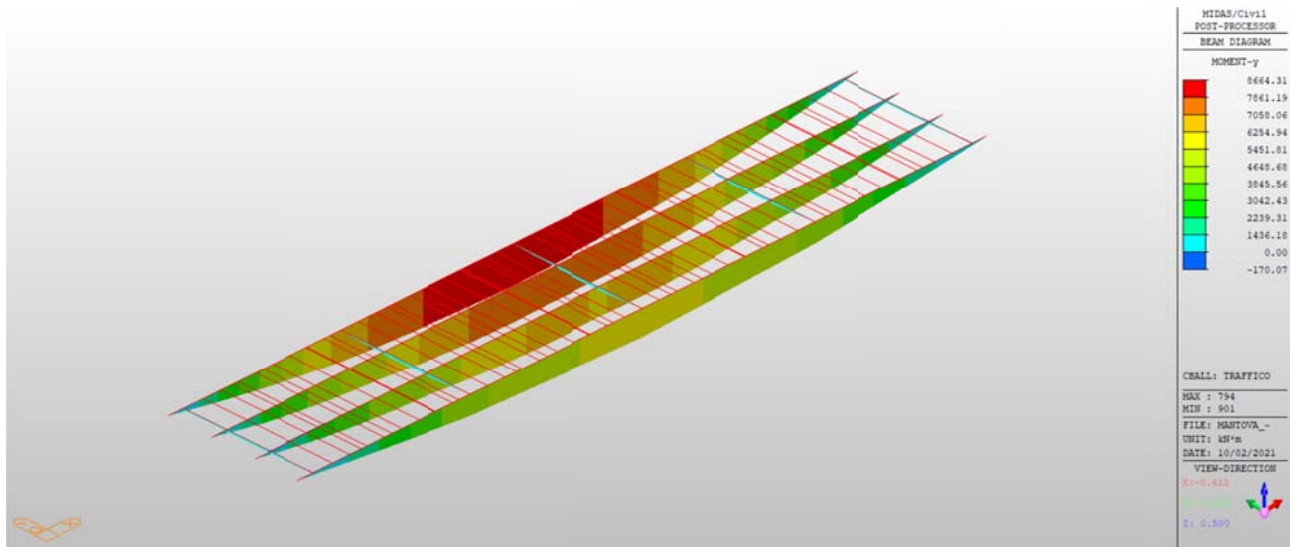


Figura 23 Diagramma di momento per carichi accidentali in combinazione SLO

Considerando un valore di sollecitazione a taglio sul deviatore pari a $V_{Ed} = 700 \text{ kN}$ si ricava il tiro necessario da assegnare al cavo:

$$T_{tir} = 700 / \sin(10) = 4031.14 \text{ kN}$$

Utilizzando trefoli del tipo T15S ed ipotizzando di tirarli al 60% della tensione di rottura sono necessari $n = 4031 \text{ 000} / (1116 \cdot 150) = 24$ trefoli.

L'intervento precedentemente individuato prevede 4 cavi da 9 trefoli ciascuno. La verifica è dunque soddisfatta.

Si riporta dunque l'analisi delle sollecitazioni considerando una tensione di tesatura dei cavi pari a $\sigma_{tir} = 800 \text{ MPa}$.

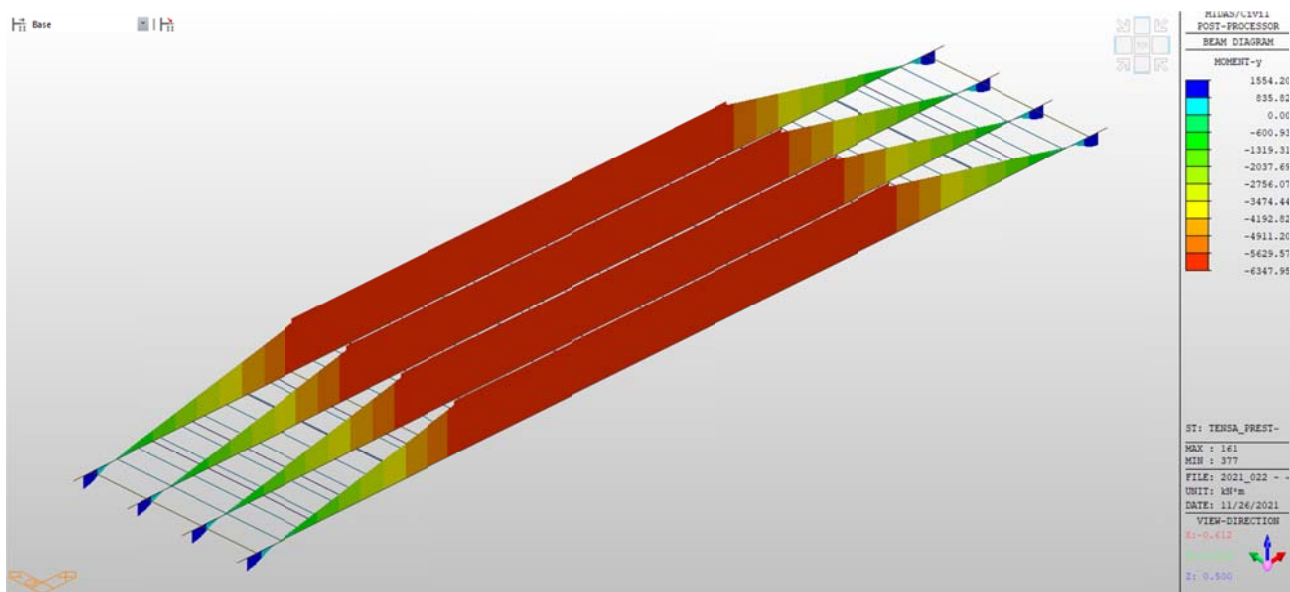


Figura 24 Momento generato dalla precompressione esterna

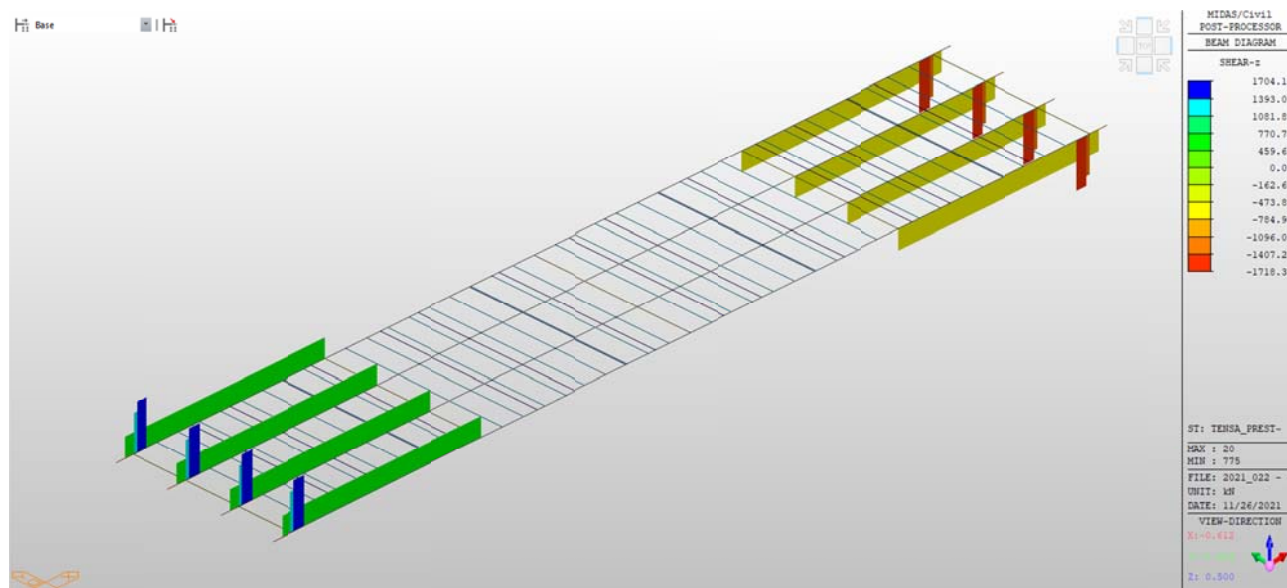


Figura 25 Reazioni generate dalla precompressione esterna

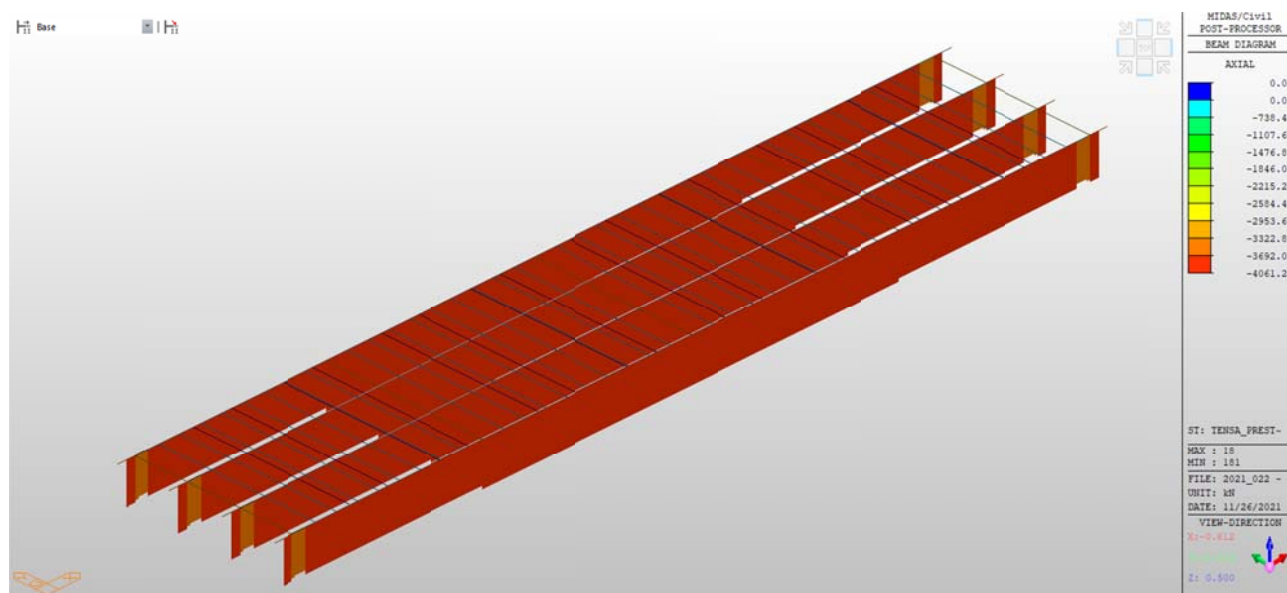


Figura 26 Sforzo assiale generato dalla precompressione esterna

Dunque si riporta il diagramma di momento dato dalla sovrapposizione dello stato tensionale generato dai carichi accidentali secondo *SLO* e dalle coazioni derivanti invece dalla sola precompressione esterna.

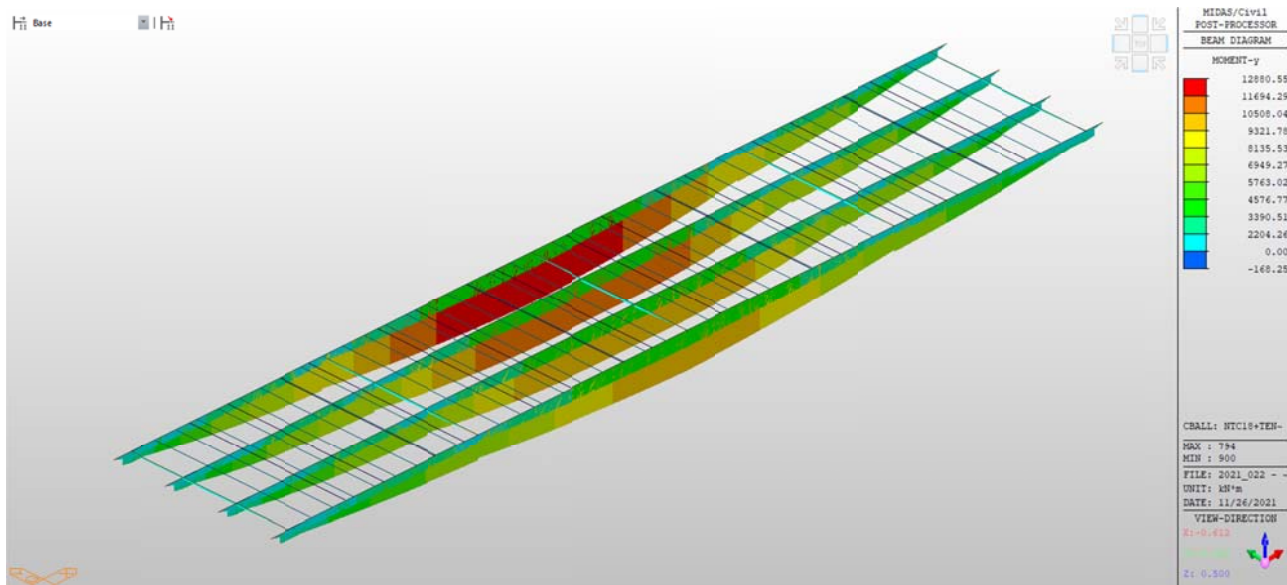


Figura 27 Diagramma di momento post intervento di precompressione esterna

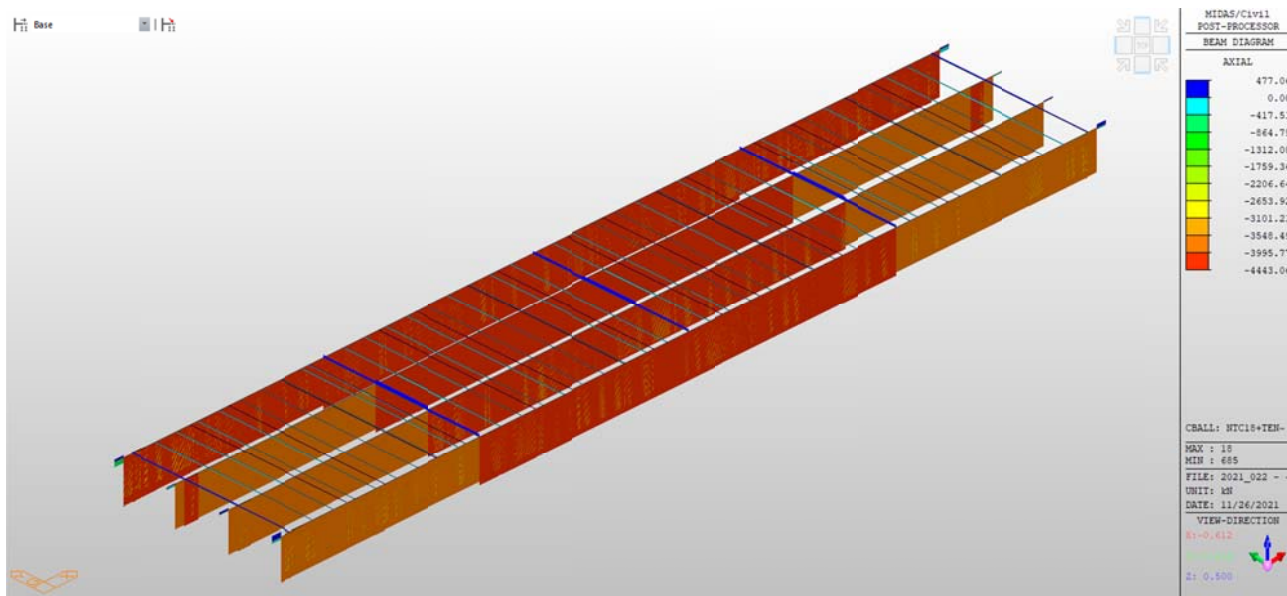


Figura 28 Diagramma di sforzo assiale post intervento di precompressione esterna

Infine si verifica che la sezione sia capace di sopportare lo sforzo assiale aggiuntivo.

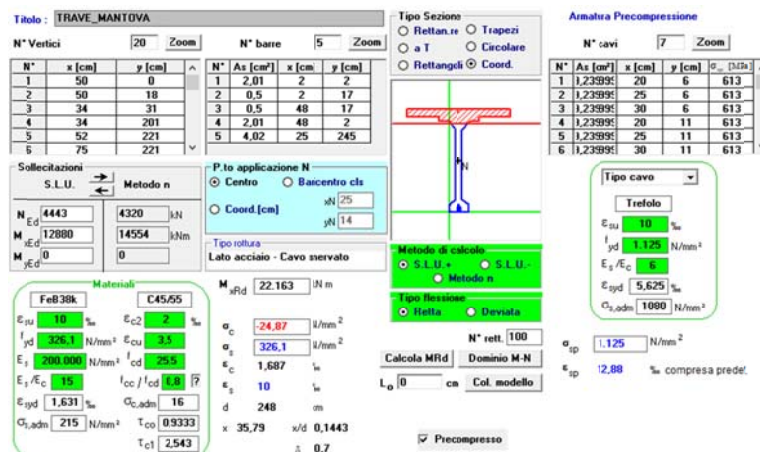


Figura 29 Verifica della sezione dopo l'intervento di precompressione esterna

La verifica è soddisfatta in quanto $M_{Ed} = 12\,880\text{ kNm} > M_{Rd} = 22\,163\text{ kNm}$

Nota: in virtù della geometria, della luce di calcolo e del tracciato dei cavi, la verifica eseguita si ritiene valida anche per trave tampone 10; è lecito assumere che presenti la medesima quantità di armatura ed un uguale tracciato dei cavi. L'unica differenza risiede infatti nell'appoggio lato Reggio Emilia per cui si interrompe lo schema a selle Gerber e vi è un semplice appoggio su pila.

8.3 VERIFICA PER MOMENTO NEGATIVO

Le verifiche a flessione condotte finora considerano il caso di ponte carico secondo lo schema stabilito sopra. Si rende necessario verificare, tuttavia che l'impalcato sia capace di sopportare il momento negativo generato dall'azione combinata della precompressione residua e della precompressione esterna. Tale configurazione si ha, ad esempio, durante le ore notturne in cui il traffico veicolare risulta assente.

La combinazione riportata è dunque la seguente:

$$1.26G_1 + 1.26G_2 + Q_{cavi} + Q_{res}$$

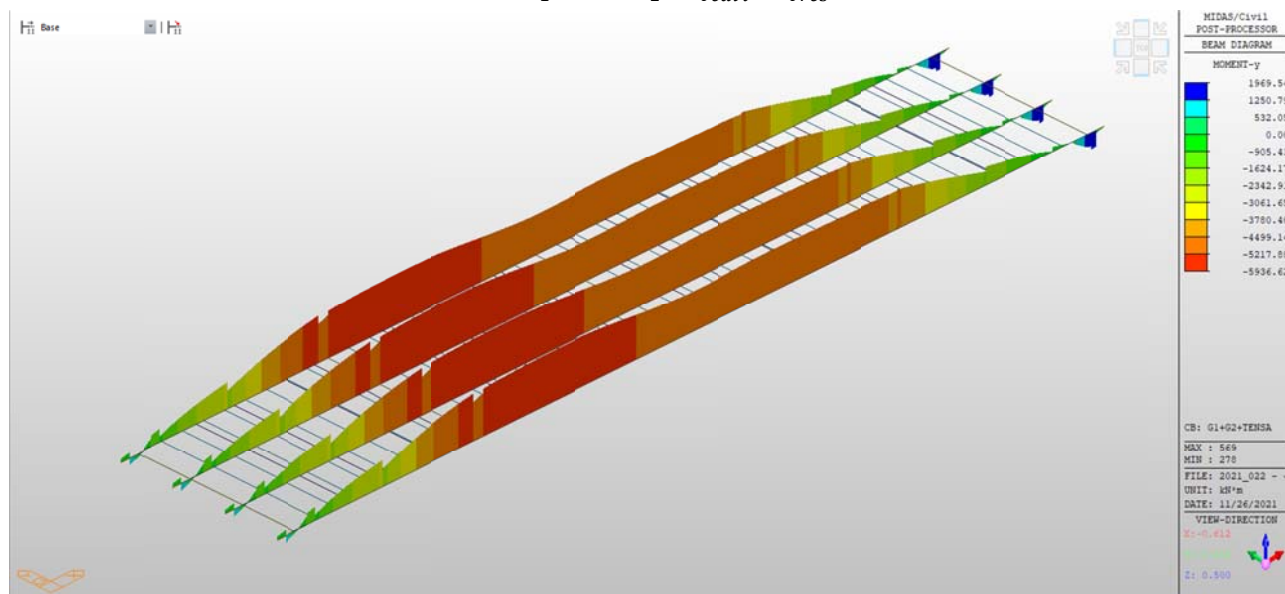


Figura 30 Diagramma di momento per la combinazione considerata

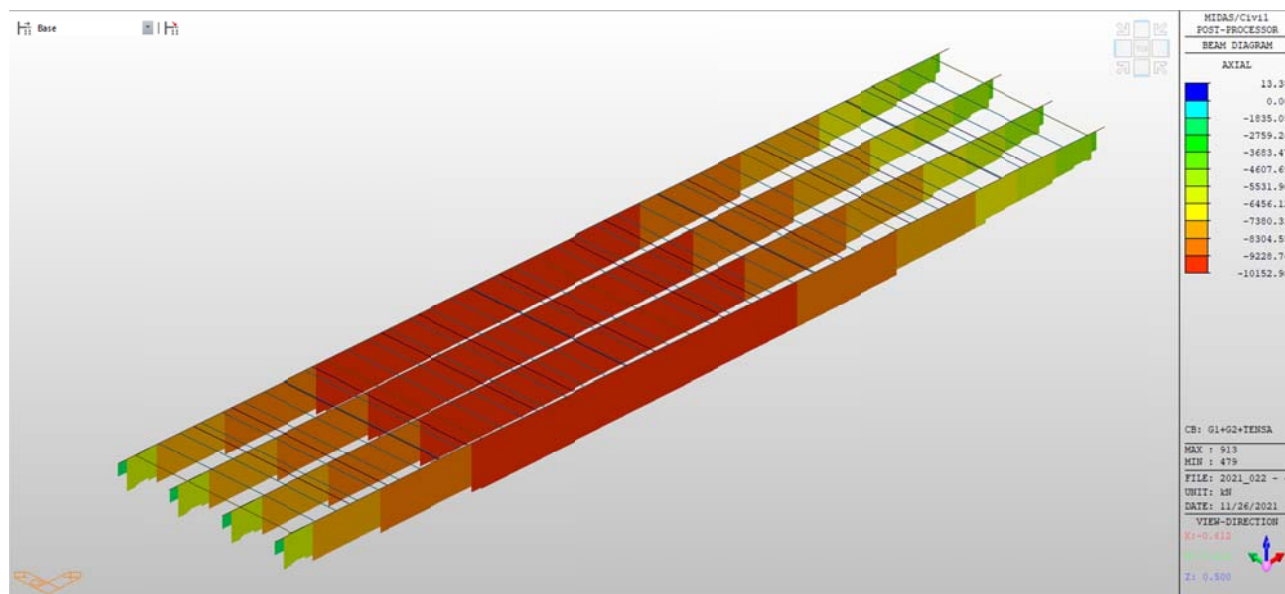


Figura 31 Diagramma di sforzo assiale per la combinazione considerata

Come è possibile verificare le travi risultano compresse sotto i carichi considerati.

Nota: le armature presenti nella soletta sono ricavate dai disegni di progetto dell'epoca (riportati più avanti nel paragrafo di verifica della soletta)

Figura 32 Verifica a momento negativo

La verifica è dunque soddisfatta anche a momento negativo in quanto risulta $M_{Ed} = -5936 \text{ kNm} < M_{Rd} = -10950 \text{ kNm}$.

8.4 VERIFICA A TAGLIO

Essendo la trave in schema appoggio-appoggio, il taglio massimo si misura all'estremità dell'impalato in corrispondenza della sella. Si rende dunque necessario effettuare la verifica a taglio della sezione ridotta della trave nella diretta vicinanza del dente della sella.

Per le travi in calcestruzzo armato precompresso disposte in semplice appoggio, secondo quanto riportato al §4.1.2.3.5.1 delle NTC18, la resistenza a taglio di una generica sezione si può calcolare con una formula semplificata.

Nel caso di elementi in calcestruzzo armato precompresso disposti in semplice appoggio, nelle zone non fessurate da momento flettente (con tensioni di trazione non superiori a f_{ctd}) la resistenza di progetto può valutarsi, in via semplificativa, con la formula:

$$V_{Rd} = 0,7 \cdot b_w \cdot d \cdot (f_{ctd}^2 + \sigma_{cp} \cdot f_{ctd})^{1/2} \quad [4.1.24]$$

In presenza di significativi sforzi di trazione, la resistenza a taglio del calcestruzzo è da considerarsi nulla e, in tal caso, non è possibile adottare elementi sprovvisti di armatura trasversale.

Le sollecitazioni di calcolo valgono:

CARATTERISTICHE DI SOLLECITAZIONE					
Sollecitazioni allo SLO					
Taglio allo SLO			Vsdf =		2708.00 kN
Sforzo Normale SLO			NEd =		10534 kN

Si calcola dunque la resistenza a taglio di una sezione immediatamente prossima al dente:

RESISTENZA A TAGLIO DI TRAVI PRECOMPRESSE			
Larghezza anima	bw=	180	mm
Altezza utile della sezione	d=	2454.00	mm
Resistenza media a trazione del cls	fctd=	3.83	Mpa
	$\sigma_{cp} = N_{Ed}/A_c =$	5.17	MPa
Resistenza a taglio	VRd=	5335.09	kN

E della sezione del dente:

RTP: ITS Srl (capogruppo), Prof. Ing. Pier Giorgio Malerba

Nome file: PE STR RE 02 A - Relazione di calcolo precompressione esterna R6.docx

RESISTENZA A TAGLIO DI TRAVI PRECOMPRESSE - sez dente sella			
Larghezza anima		bw=	500 mm
Altezza utile della sezione		d=	1000.00 mm
Resistenza media a trazione del cls		fctd=	3.83 Mpa
		$\sigma_{cp} = NEd/A_c =$	5.17 MPa
Resistenza a taglio		VRd=	7253.81 kN

In virtù di quanto stabilito dalla normativa, la verifica risulta soddisfatta sia all'appoggio che nella sezione d'installazione del deviatore.

9 VERIFICA DELL'IMPALCATO SU PILA - SLO

Si procede ora alla verifica dell'impalcato su pila nei confronti dell'intervento di rinforzo individuato. Come accennato sopra, in merito alle travi stampella, si hanno informazioni precise in merito al numero dei cavi, al numero di fili in ogni cavo ed al loro tracciato. In questo caso dunque non si rende necessario condurre alcun procedimento di retro-fit iterativo.

La tensione di tiro all'interno dei cavi si assume pari a quella dei cavi dell'impalcato tampone. Considerando infatti una tensione di tiro iniziale pari a:

$$0.6 \cdot 1420 = 852 \text{ MPa}$$

Stimando da progetto simulato una perdita del 25% si arriva ad una tensione finale di tiro pari a $\sigma_t = 640 \text{ MPa}$.

Nota: l'unica informazione mancante riguarda la tensione di tiro residua nei cavi. Tale valore viene tuttavia stimato dalle indagini eseguite e da alcune considerazioni in merito alla messa in opera dei cavi di post tensione negli anni '60. La norma infatti prevedeva che i cavi venissero tirati con una tensione massima pari al 60% di quella di rottura (come oggi) e nelle verifiche si considerasse una tensione massima comunque non superiore ai 1000MPa.

9.1 VERIFICA DELLA SEZIONE ALLO STATO ATTUALE

Come fatto per la trave tampone, si analizza la resistenza ultima a flessione della trave inizialmente considerando $N_{Ed}=0$ e successivamente considerando l'effetto migliorativo dello sforzo assiale generato dallo stato di precompressione residuo.

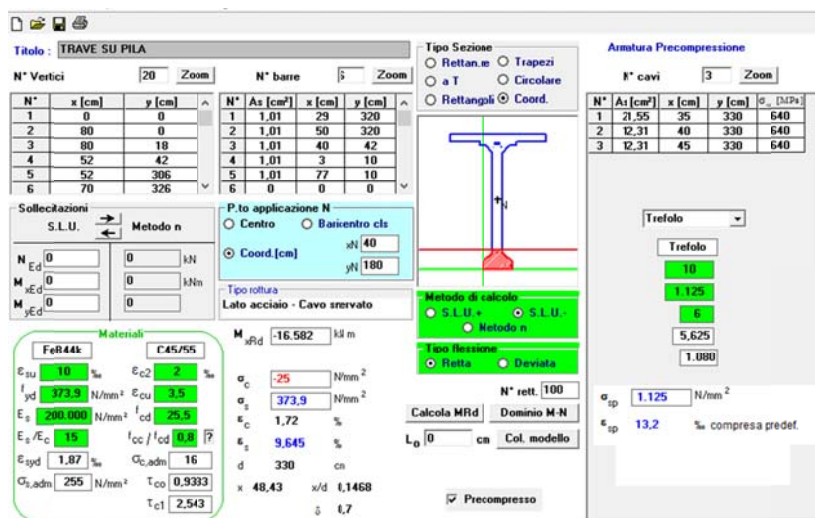


Figura 33 Verifica della sezione allo stato attuale con $N_{Ed}=0$

La verifica non risulta dunque soddisfatta.

Si considera ora lo sforzo assiale generato dalla post tensione interna residua:

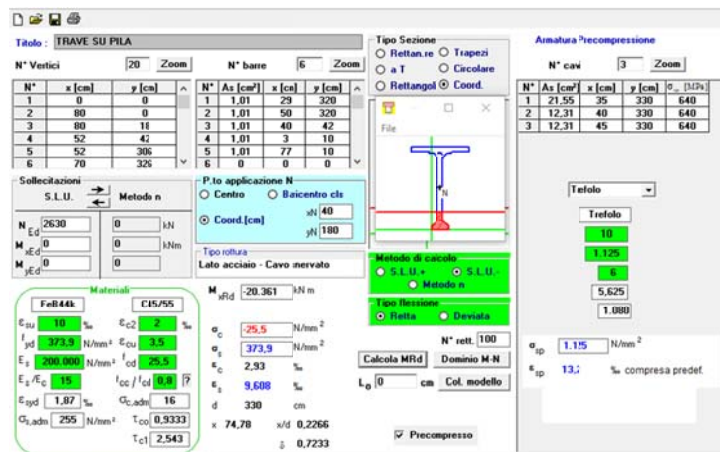


Figura 34 Verifica della sezione allo stato attuale

9.2 VERIFICA DELLA POST TENSIONE ESTERNA

I cavi di post tensione esterna sono messi in tiro con una tensione pari a 950 MPa.

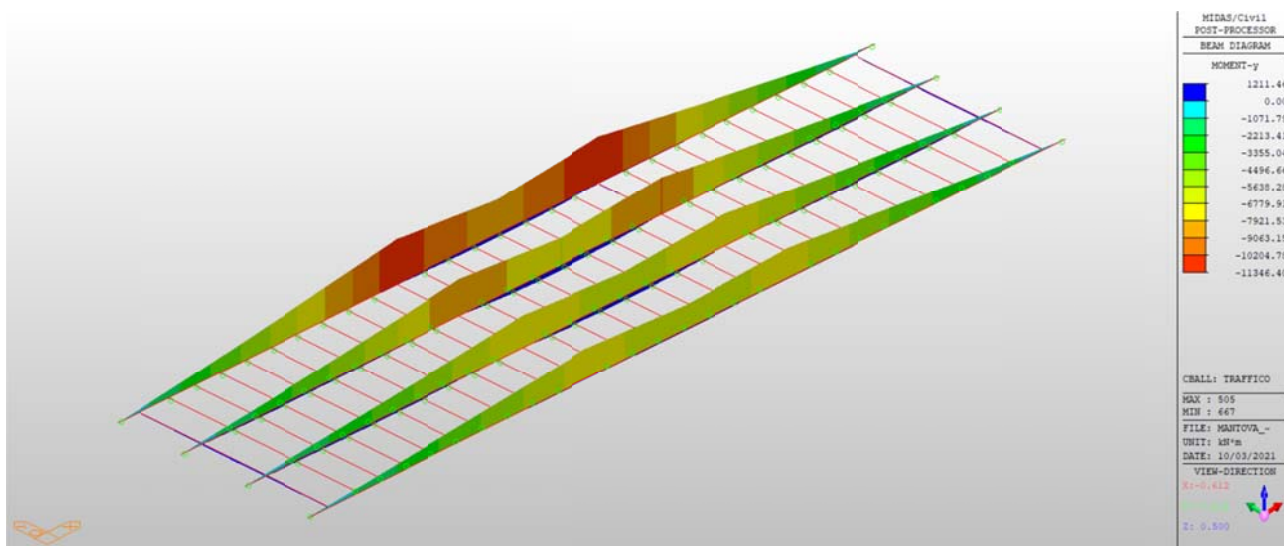


Figura 35 Diagramma di momento per carichi accidentali in combinazione SLO

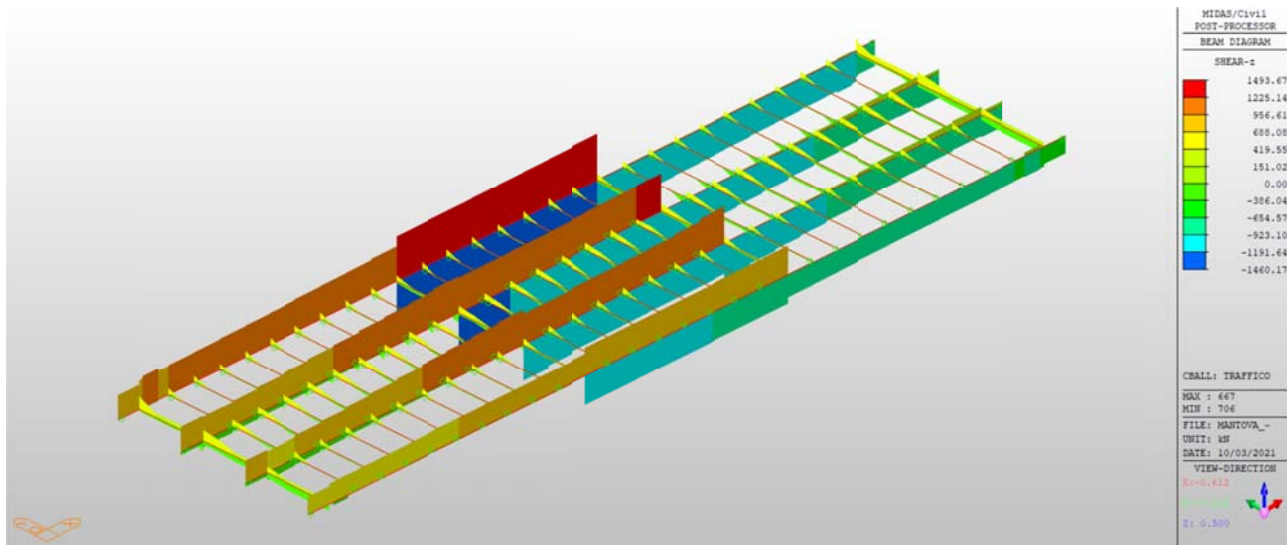


Figura 36 Diagramma di taglio per carichi accidentali in combinazione SLO

Si implementano nel modello dunque i cavi esterni secondo le specifiche già elencate sopra considerando sempre un tiro pari al 60% della tensione di rottura.

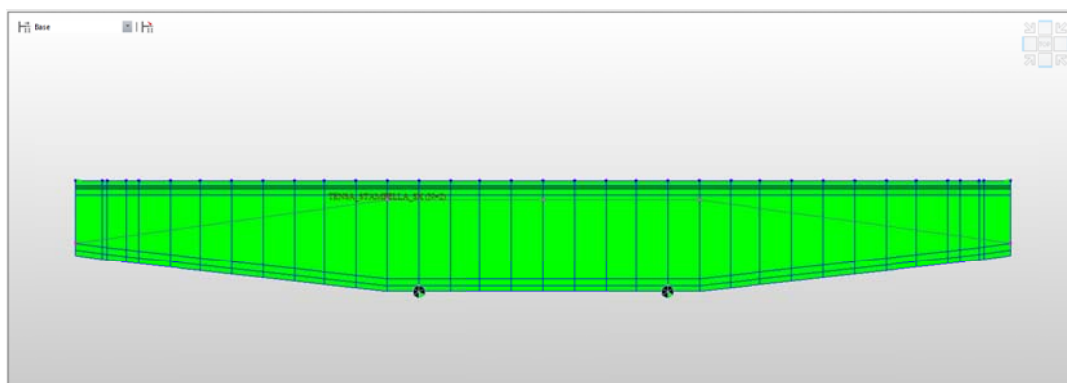


Figura 37 Modellazione dei cavi esterni

Dunque si sono ricavate le sollecitazioni emergenti sulla trave a causa della precompressione esterna.

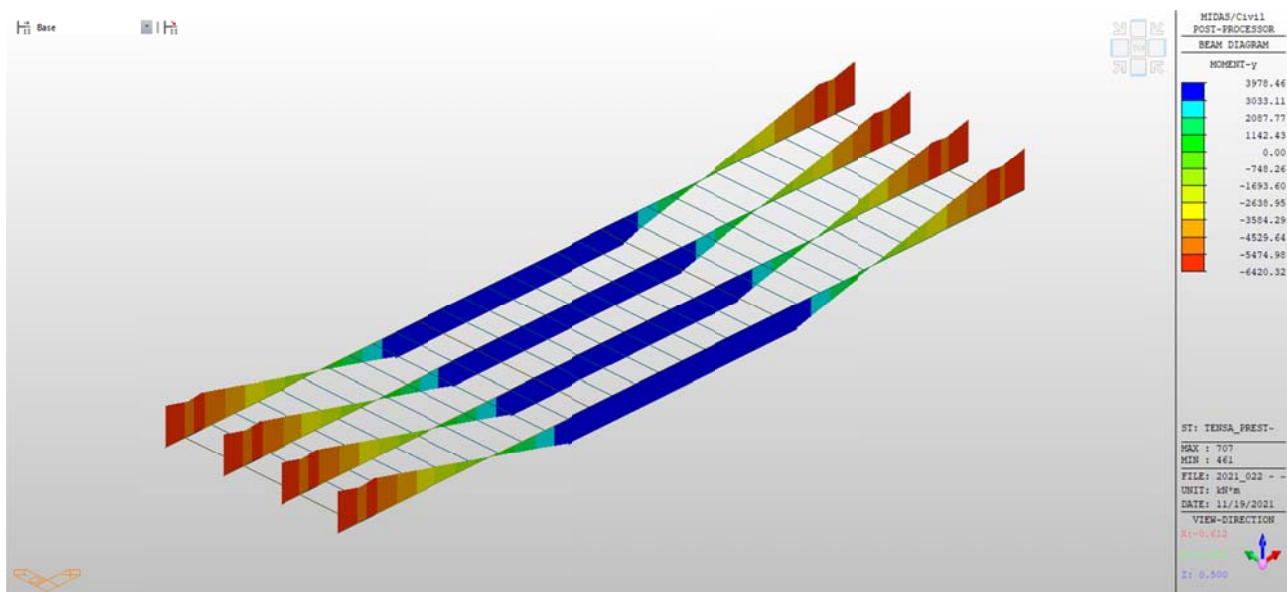


Figura 38 Momento generato dalla precompressione esterna

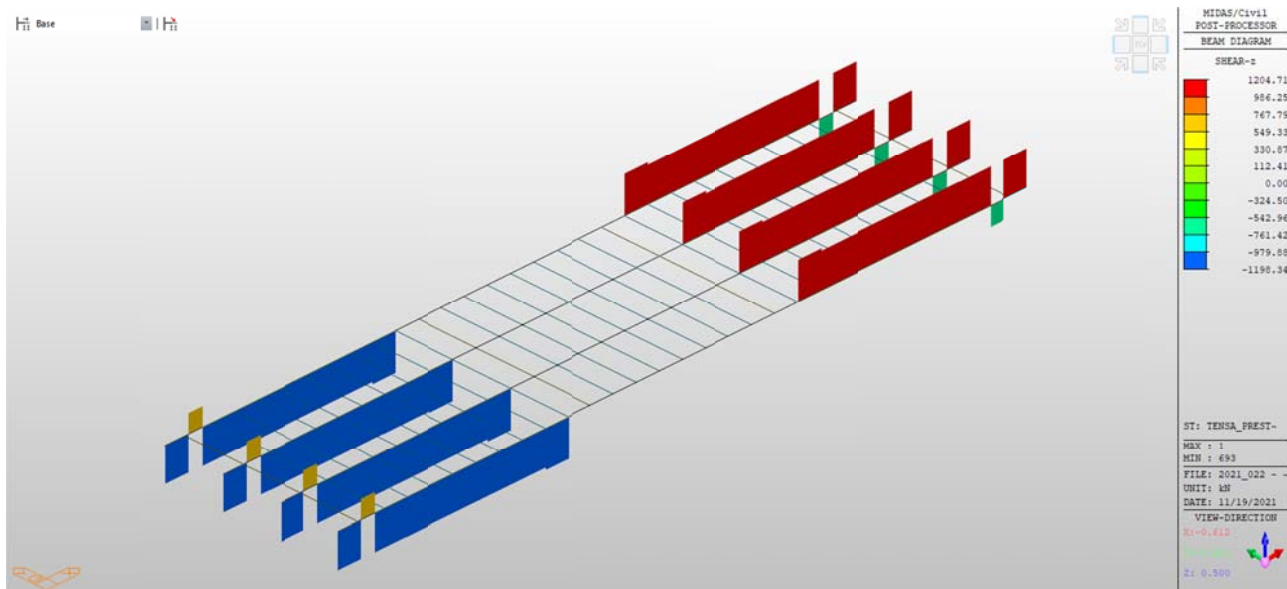


Figura 39 Taglio generato dalla precompressione esterna



Figura 40 Sforzo assiale generato dalla precompressione esterna

Infine si riporta il diagramma di momento risultante dall'azione generata dai carichi accidentali combinato con l'azione data dalla precompressione.

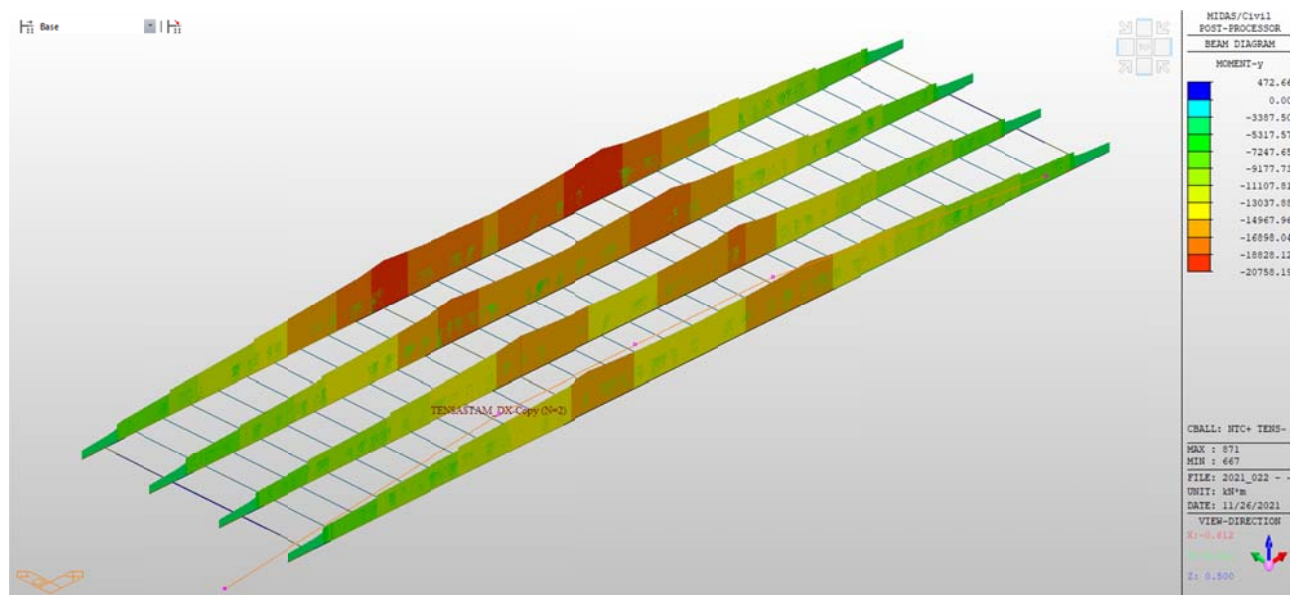


Figura 41 Diagramma di momento post intervento

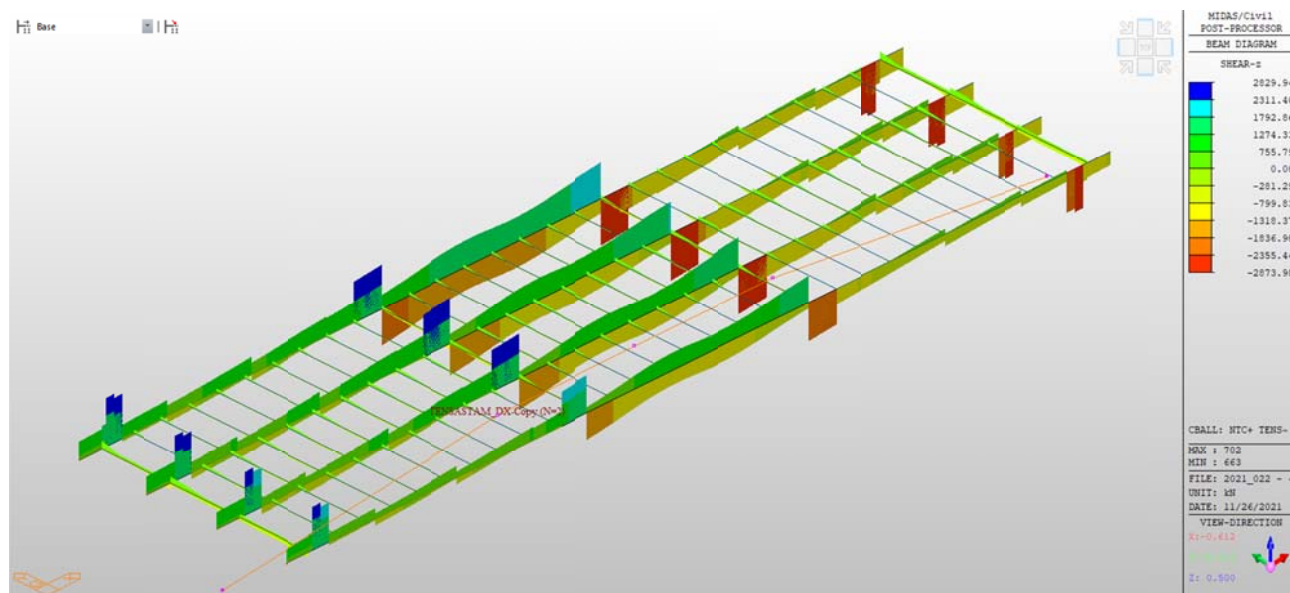


Figura 42 Diagramma di taglio post intervento

Dunque si verifica che la trave resista alle sollecitazioni di progetto.

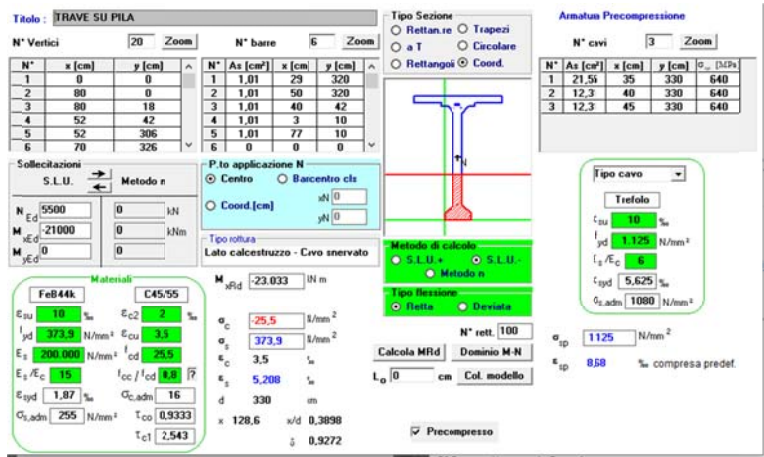


Figura 43 Verifica della sezione della trave dopo l'intervento di precompressione esterna

Poiché il momento sollecitante è maggiore di quello agente, la verifica risulta soddisfatta.

9.3 VERIFICA A TAGLIO APOGGIO

Nel caso in esame non è più possibile utilizzare la forma di calcolo semplificata utilizzata per la trave tampone in quanto la trave non è semplicemente appoggiata. In questo caso sarà dunque necessario andare a considerare la formulazione canonica di calcolo verificando la resistenza dei puntoni in cls e dei tiranti in acciaio.

CARATTERISTICHE DI SOLLECITAZIONE					
Sollecitazioni allo SLO					
Taglio allo SLO			Vsdf =		2873.00 kN
Sforzo Normale SLO			NEd =		8314 kN

Considerando dunque le seguenti caratteristiche di calcolo:

Caratteristiche sezione di calcolo					
larghezza anima			bw =		240 mm
altezza anima			hw =		3000 mm
Armature a taglio					
Diametro staffe			φst		10 mm
passo staffe			s		300 mm
numero braccia					2

Si calcola la resistenza a taglio:

TAGLIO RESISTENTE SEZIONE					
Elementi non armati a taglio (NTC § 4.1.2.1.3.1)					
Resistenza a taglio		VRd,0 =		790.391817 kN	
		VRd=[0,18 k (100 ρ1 fck)^(1/3)/γc+0,15 σcp] bw d		790.391817 kN	
		>(vmin+0,15 σcp) bw d		687.598103 kN	
		k = 1+(200/d)^0,5 <=2		1.27939938	
		vmin = 0,035 k^(3/2) fck^0,5 =		0.34221389	
		Asl (armatura tesa) =		4919.72 mmq	
		ρ1 = Asl/(bw d) =		0.008	
		σcp = NEd/Ac =		5.17 MPa	
Elementi con armature a taglio (NTC § 4.1.2.1.3.2)					
Resistenza a taglio		VRd,0 =		1354.29142 kN	
Diametro staffe		φst		10 mm	
passo staffe		s		250 mm	
numero braccia				2	
area acciaio		Asw		157.079633 mmq	
Resistenza a Taglio-Trazione		VRsd=0,9 d Asw/s fyd (cotgα+cotgθ) sinα		1354.29142 kN	
Resistenza a Taglio-Compressione		VRcd=0,9*d*bw*ac*fcd*(cotga+cotgq)/(1+cotg^2)		2961.79215 kN	
inclinazione staffe rispetto asse membratura		α =		90 °	
		fcd=0,5*fcd =		12.9341667 MPa	
		σcp=Ned/Ac		5.17 MPa	
		σcp/fcd =		0.2	
		αC=		1.2	
		L/H =		0	
inclinazione puntoni di cls compressi (pr Vrsd = Vrcd)		θ =		1.50141064 °	
		cotgθ =		3.98	
Inclinazione puntone compresso variabile si		cotgθ assunto =		2.5	
				deve risultare	

La verifica a taglio per la sezione d'appoggio sulla pila non risulta verifica.

Per rimediare all'aliquota di resistenza mancante si prevede di ampliare le piastre di deviazione dei cavi in modo da realizzare un placcaggio in acciaio resistente a taglio.

L'aliquota di taglio in eccesso che dev'essere affidata al placcaggio risulta pari a:

$$V_{Ed,plus} = 1519 \text{ kN}$$

La trave necessita di rinforzo per l'intero tratto compreso tra le due pile dell'impalcato; si prevedono dunque delle fasce in acciaio di larghezza 10cm, altezza pari all'anima della trave e spessore 10mm. La fasciatura viene prevista ad un passo 1000 mm.

Per la verifica si trasforma l'area di acciaio dei rinforzi in un diametro di barra equivalente e si verifica dunque il passo scelto.

$$A_s = 100 \cdot 10 = 1000 \text{ mm}^2 = \pi \cdot \phi_{eq}^2 / 4$$

Nel form di verifica si assegna all'acciaio una resistenza $f_{yk} = 355 \text{ MPa}$.

Caratteristiche sezione di calcolo								
larghezza anima				bw =			240	mm
altezza anima				hw =			3000	mm
Armature a taglio								
Diametro staffe				øst			35	mm
passo staffe				s			1000	mm
numero braccia							2	

TAGLIO RESISTENTE SEZIONE					
Elementi non armati a taglio (NTC § 4.1.2.1.3.1)					
Resistenza a taglio		VRd,0 =		978.778073 kN	
		VRd=[0,18 k (100 ρ ¹ fck) ^{1/3}]/γc+0,15 σcp] bw d		978.778073 kN	
		>(vmin+0,15 σcp) bw d		878.220736 kN	
		k = 1+(200/d) ^{0,5} <=2		1.24573659	
		vmin = 0,035 k ^{3/2} fck ^{0,5} =		0.32879694	
		Asl (armatura tesa) =		4919.72 mmq	
		ρ ¹ = Asl/(bw d) =		0.006	
		σcp = NEd/Ac =		5.17 MPa	
Elementi con armature a taglio (NTC § 4.1.2.1.3.2)					
Resistenza a taglio		VRd,0 =		3828.82732 kN	
Diametro staffe		φst		35 mm	
passo staffe		s		1000 mm	
numero braccia				2	
area acciaio		Asw		1924.2255 mmq	
Resistenza a Taglio-Trazione		VRsd=0,9 d Asw/s fyd (cotgα+cotgθ) sinα		4426.48834 kN	
Resistenza a Taglio-Compressione		VRcd=0,9*d*bw*ac*fcd*(cotga+cotgθ)/(1+cotg^2)		3828.82732 kN	
inclinazione staffe rispetto asse membratura		α =		90 °	
		fcd=0,5*fcd =		12.9341667 MPa	
		σcp=Ned/Ac		5.17 MPa	
		σcp/fcd =		0.2	
		αc=		1.2	
		L/H =		4.71641791	
inclinazione puntoni di cls compressi (pr Vrsd = Vrcd)		θ =		1.52711727 °	
		cotgθ =		2.50 deve risultare	
Inclinazione puntone compresso variabile		cotgθ assunto =		2.5	

La verifica risulta soddisfatta in quanto l'aliquota di taglio resistente generata dal placcaggio è pari a $V_{Rd} = 3828 kN$.

9.4 VERIFICA DEL DENTE DELLA SELLA

Si rende necessario verificare il dente della sella della trave continua dei confronti della sollecitazione di taglio agente. Poiché non si conosce con esattezza la quantità d'armatura presente, si procede in via indiretta andando a confrontare le sollecitazioni a taglio ricavate con il progetto simulato considerando i carichi del DM '62 ed il taglio agente sul dente nello scenario di post-intervento.

Secondo quanto stabilito dal DM '62, assumendo che il ponte sia stato considerato come opera di 1^a categoria, ai fini di progetto "Si deve adottare il più gravoso fra gli schemi IV, V e VI, affiancato da una o più colonne (schema I) e folla compatta (schema III) sui marciapiedi".

Dall'analisi con progetto simulato è emerso che la combinazione peggiore si ha considerando lo Schema V per i carichi militari.

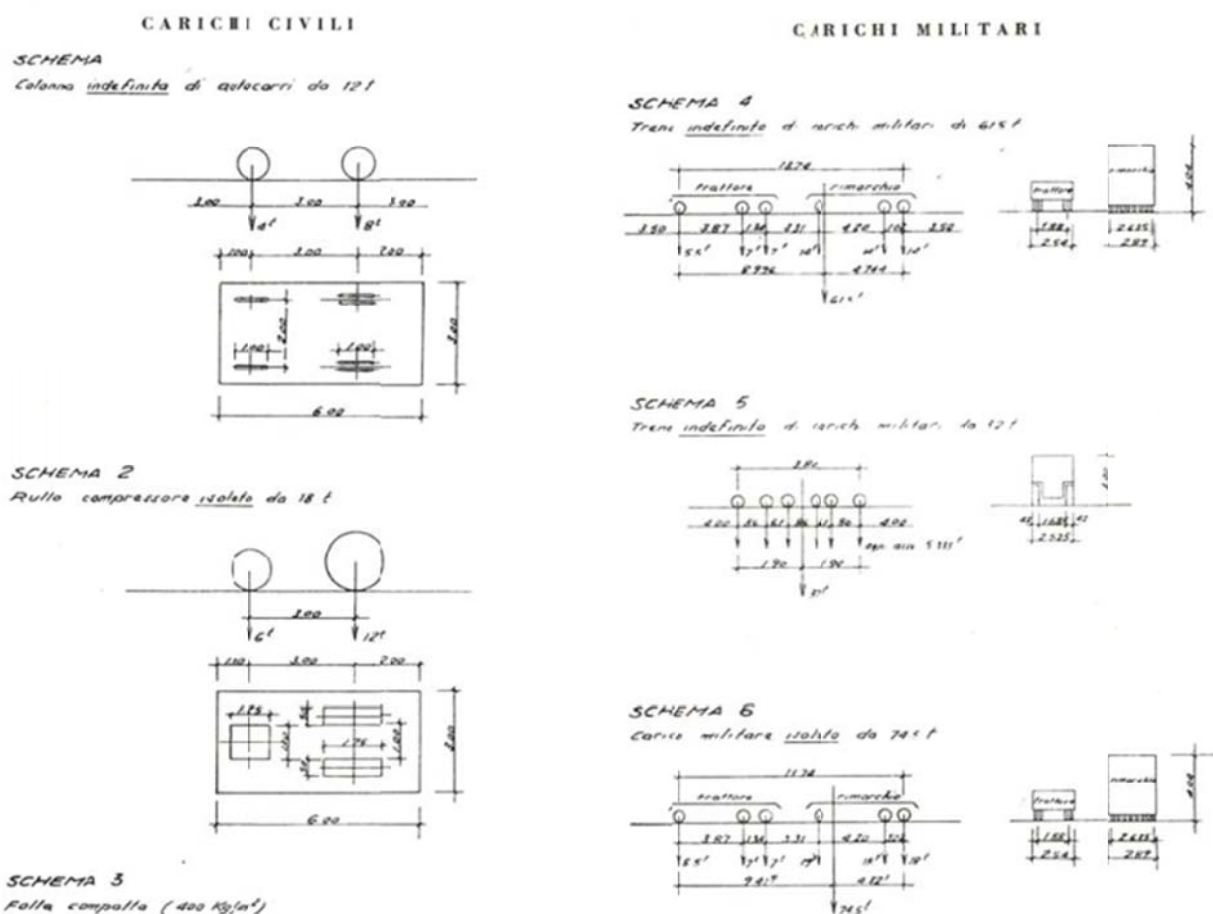


Figura 44 Carichi di progetto previsti dalla normativa del 1962

La combinazione di carico è la seguente:

$$G_{1k} + G_{2k} + 1.25 Q_k$$

Nota: i carichi accidentali sono amplificati del fattore di amplificazione dinamica.

Il diagramma di taglio risulta:

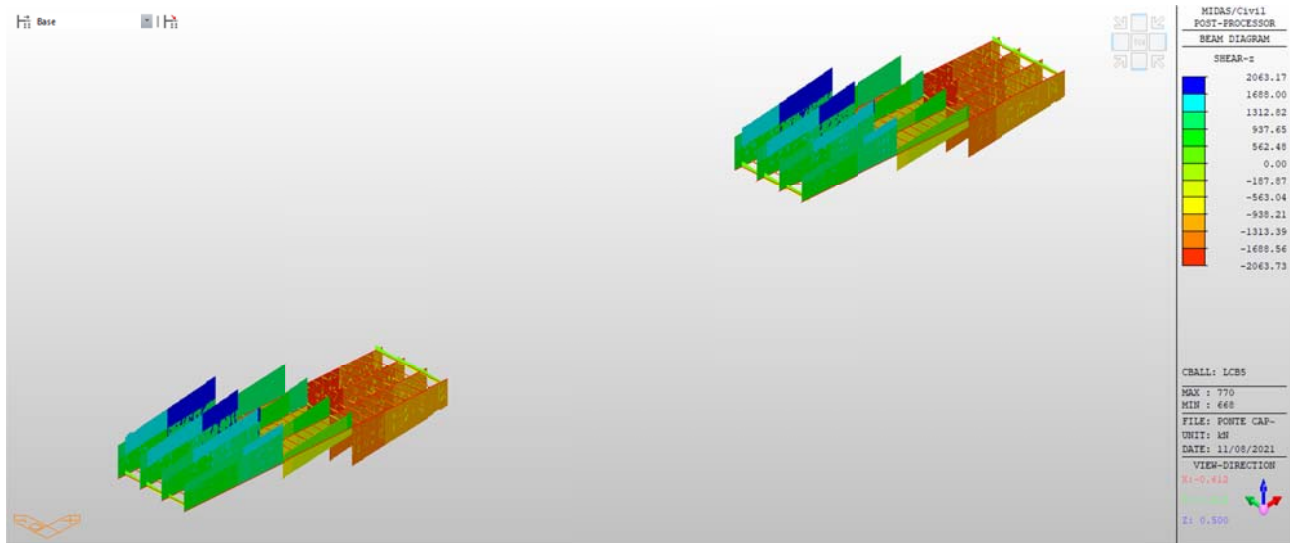


Figura 45 Diagramma di taglio DM '62

Il taglio sulla sezione della sella vale $V_{Ed} = 1460 \text{ kN}$.

La sollecitazione di taglio generata dalla combinazione di progetto, considerando dunque i carichi da NTC18 (schema di carico 1), combinati allo Stato limite di Operatività secondo LLGG2020 ed amplificati ulteriormente di un fattore FC=1.2 risultano:

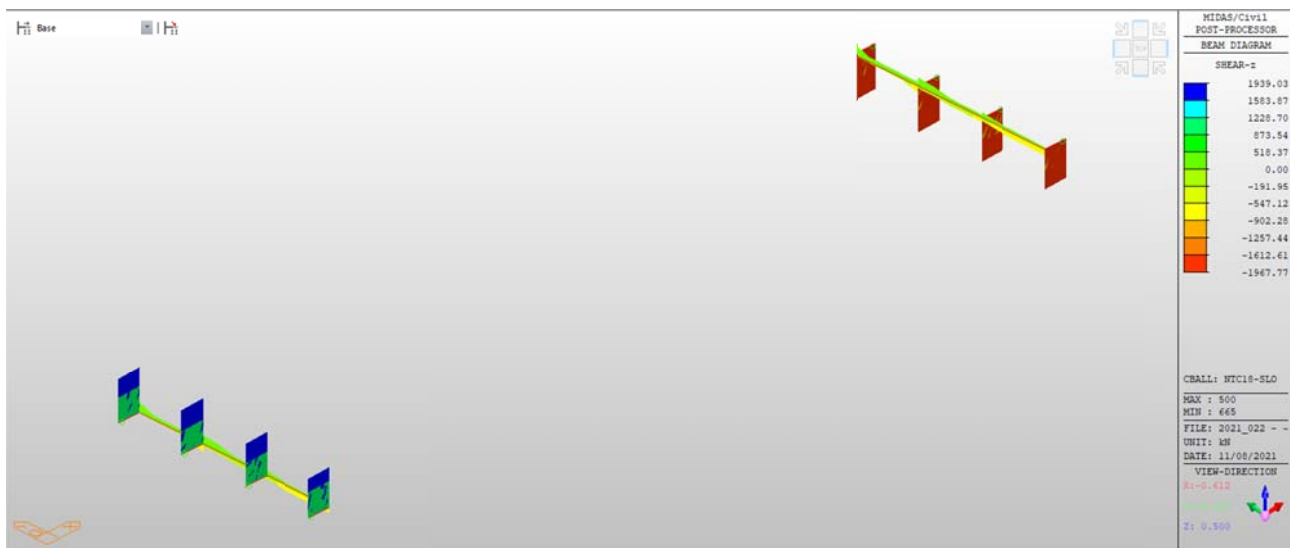


Figura 46 Taglio sulla sella Gerber – SLO

Infine si riporta il valore del taglio in condizioni di post intervento. La combinazione riportata considera le sollecitazioni generate da NTC18 (SLO amplificato ulteriormente di FC=1.2) + precompressione residua + precompressione esterna a cavi non aderenti.



Figura 47 Taglio sulla sella Gerber in condizioni di post intervento

Come è possibile evincere dai diagrammi sopra riportati, la sollecitazione di progetto secondo DM '62 risulta maggiore rispetto allo stato di sollecitazione sulla sella nelle condizioni di post-intervento per cui si ha un taglio $V_{Ed} = 1120 \text{ kN}$.

In aggiunta a queste considerazioni, rifacendosi alle tavole di progetto originarie e penalizzando il diametro delle staffe si esegue una canonica verifica a taglio:

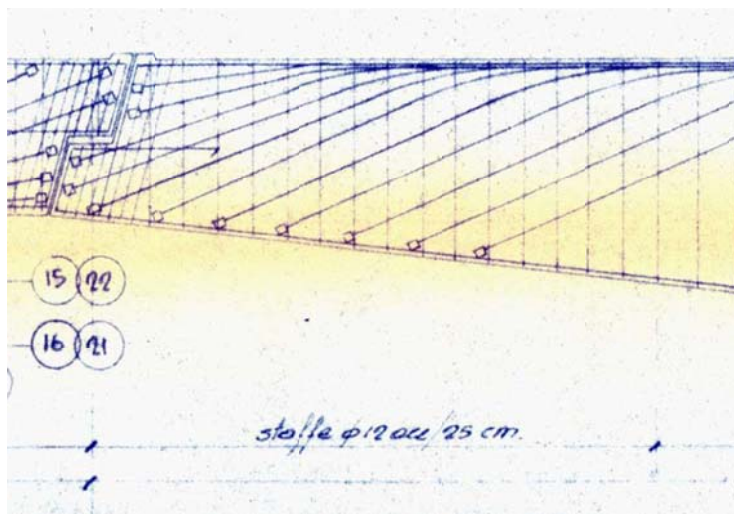


Figura 48 Estratto tavola di progetto

Si considera come taglio sollecitante il maggiore che si riscontra nel tratto di trave a sbalzo.

Caratteristiche sezione di calcolo							
larghezza anima			bw =			240	mm
altezza anima			hw =			2600	mm
Armature a taglio							
Diametro staffe			φ _{st}			10	mm
passo staffe			s			250	mm
numero braccia						2	
TAGLIO RESISTENTE SEZIONE							
Elementi non armati a taglio (NTC § 4.1.2.1.3.1)							
Resistenza a taglio			VR_{d,0} =			790.391817	kN
			VR _d =[0,18 k (100 ρ ₁ f _{ck}) ^(1/3) /γ _c +0,15 σ _{cp}] bw d			790.391817	kN
			>(v _{min} +0,15 σ _{cp}) bw d			687.598103	kN
			k = 1+(200/d) ^{0,5} ≤ 2			1.27939938	
			v _{min} = 0,035 k ^(3/2) f _{ck} ^{0,5} =			0.34221389	
			Asl (armatura tesa) =			4919.72	mmq
			ρ ₁ = Asl/(bw d) =			0.008	
			σ _{cp} = N _{Ed} /A _c =			5.17	MPa
Elementi con armature a taglio (NTC § 4.1.2.1.3.2)							
Resistenza a taglio			VR_{d,0} =			1354.29142	kN
Diametro staffe			φ _{st}			10	mm
passo staffe			s			250	mm
numero braccia						2	
area acciaio			A _{sw}			157.079633	mmq
Resistenza a Taglio-Trazione			VR _{sd} =0,9 d A _{sw} /s f _{yd} (cotgα+cotgθ) sinα			1354.29142	kN
Resistenza a Taglio-Compressione			VR _{cd} =0,9*d*bw*ac*f _{cd} *(cotga+cotgq)/(1+cotg^2)			2961.79215	kN
inclinazione staffe rispetto asse membratura			α =			90	°
			f _{cd} =0,5*f _{cd} =			12.9341667	MPa
			σ _{cp} =N _{ed} /A _c			5.17	MPa
			σ _{cp} /f _{cd} =			0.2	
			α _c =			1.2	
			L/H =			0	
inclinazione puntoni di cls compressi (pr Vr _{sd} = Vr _{cd})			θ =			1.50141064	°
			cotgθ =			3.98	deve risultare
Inclinazione puntone compresso variabile			cotgθ assunto =			2.5	

Il taglio resistente è maggiore di quello agente in quanto $V_{Rd} = 1354kN > V_{Ed} = 1120kN$ e la verifica risulta soddisfatta.

10 VERIFICA DELL'IMPALCATO A CASSONE - SLO

La prima campata lato Dosolo (MN) si differenzia dalle restanti sia per luce che per geometria. Essa è infatti lunga circa 50m ed è realizzato con 2 cassoni aventi altezza pari a 2.50m. Si ritiene che inizialmente l'impalcato fosse stato realizzato come le restanti travi tampone e, solo successivamente, le travi esterne siano state irrigidite tramite un getto all'intradosso, realizzando così, di fatto, due cassoni.



Figura 49 Prima campata a cassoni

10.1 VERIFICA DELLA SEZIONE ALLO STATO ATTUALE

A monte di ogni verifica, in virtù della diversità della campata in oggetto, si rende necessario analizzare le sollecitazioni agenti. I pesi propri saranno infatti maggiori e così anche gli accidentali. Il calcolo delle forze agenti viene eseguito tramite un modello FEM della sola campata a cassone. Tale semplificazione è resa possibile dai vincoli esterni appoggio-appoggio.

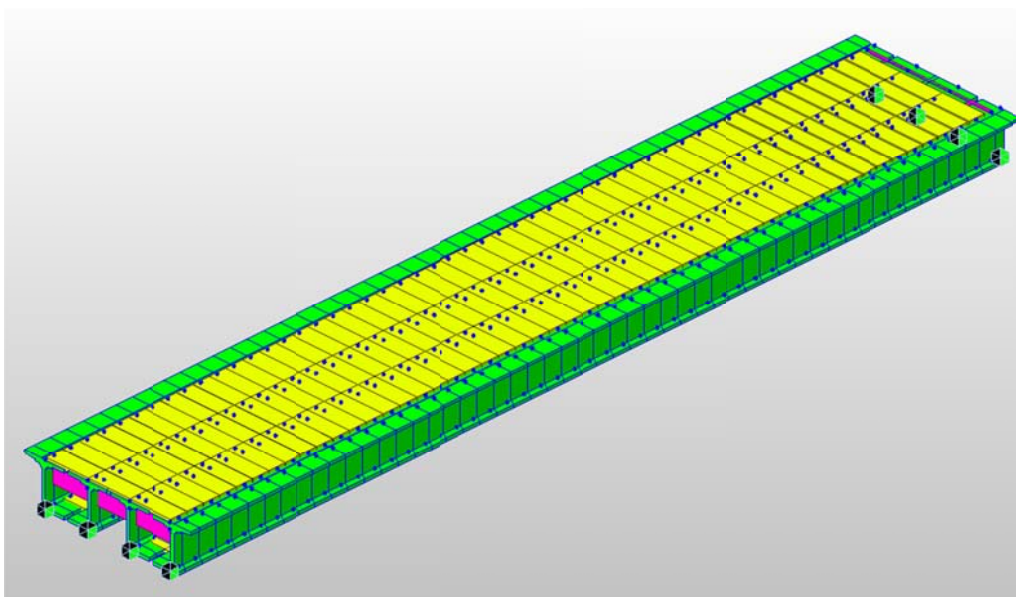


Figura 50 Modello estruso della campata a cassoni

10.1.1 DIAGRAMMI DELLE SOLLECITAZIONI

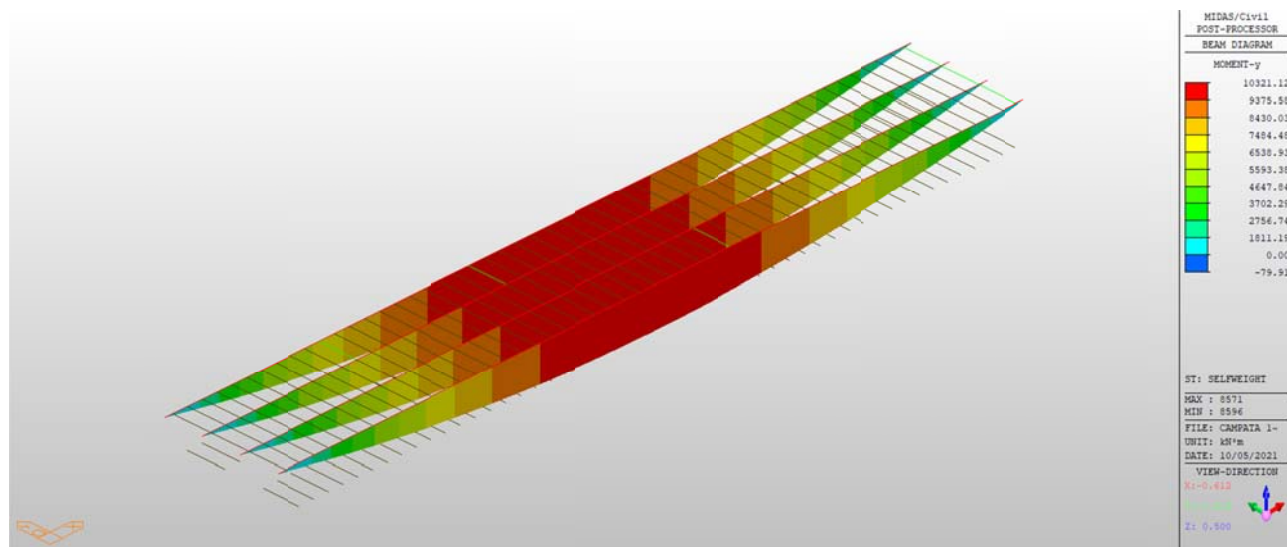


Figura 51 Diagramma di momento per i pesi propri strutturali

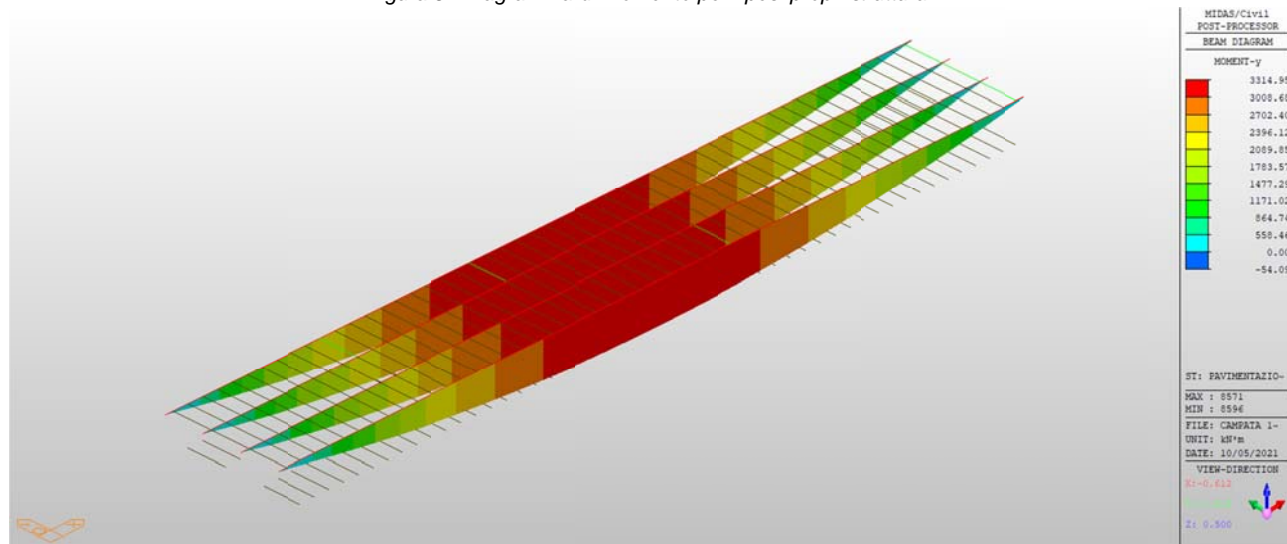


Figura 52 Diagramma di momento per pesi propri non strutturali

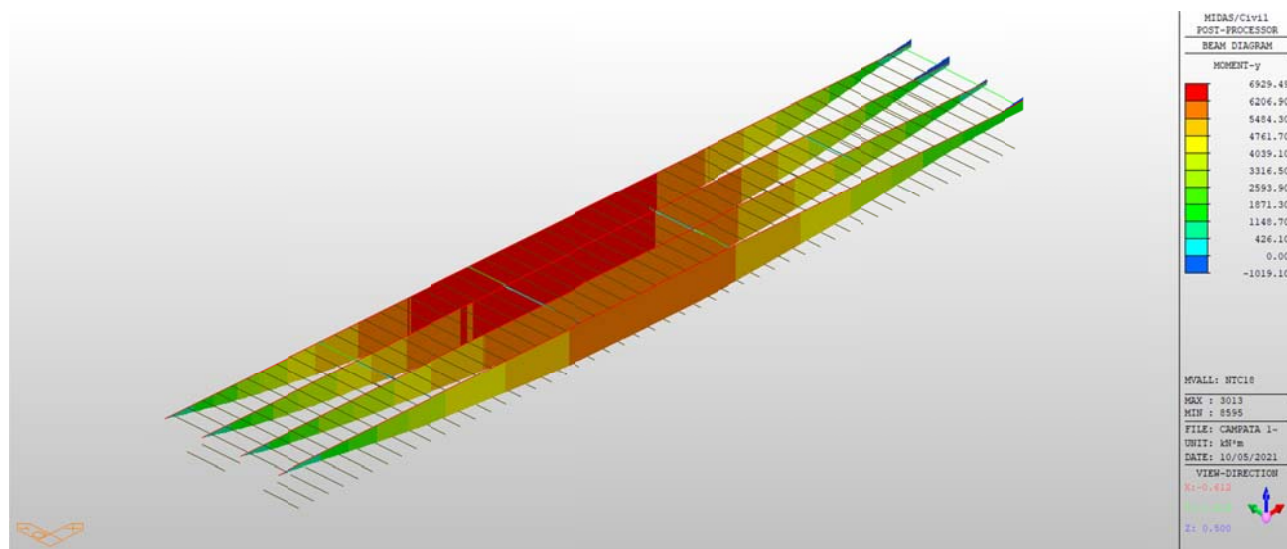


Figura 53 Diagramma di momento per carico da traffico in combinazione caratteristica

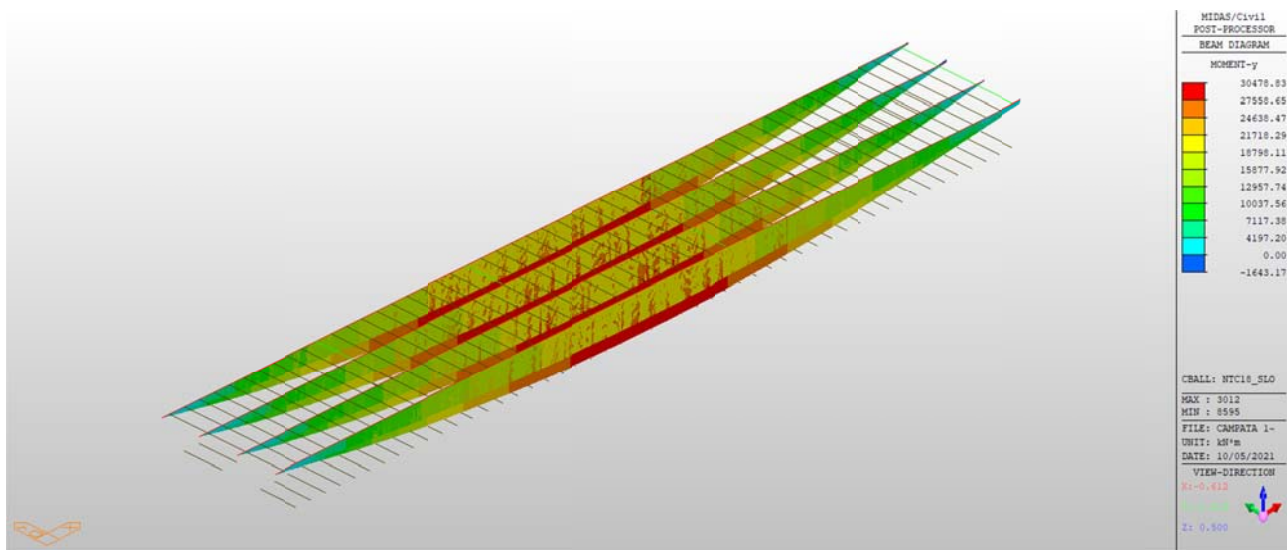


Figura 54 Diagramma di momento per combinazione SLO

10.1.2 STATO TENSIONALE ATTUALE

Dalla campagna d'indagine ed in particolare dall'ispezione eseguita con georadar si sono individuati 6 cavi di post tensione interna. Assumendo come ipotesi di calcolo le medesime adottate per la trave tampone si ricavano i diagrammi di sollecitazione allo stato attuale.

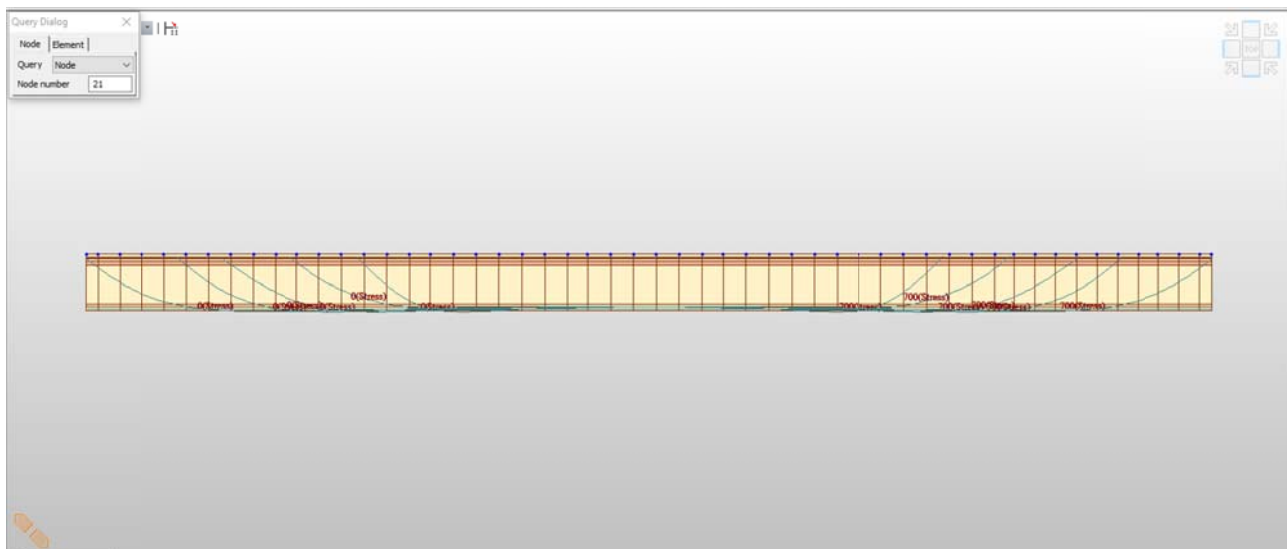


Figura 55 Modellazione dei cavi interni

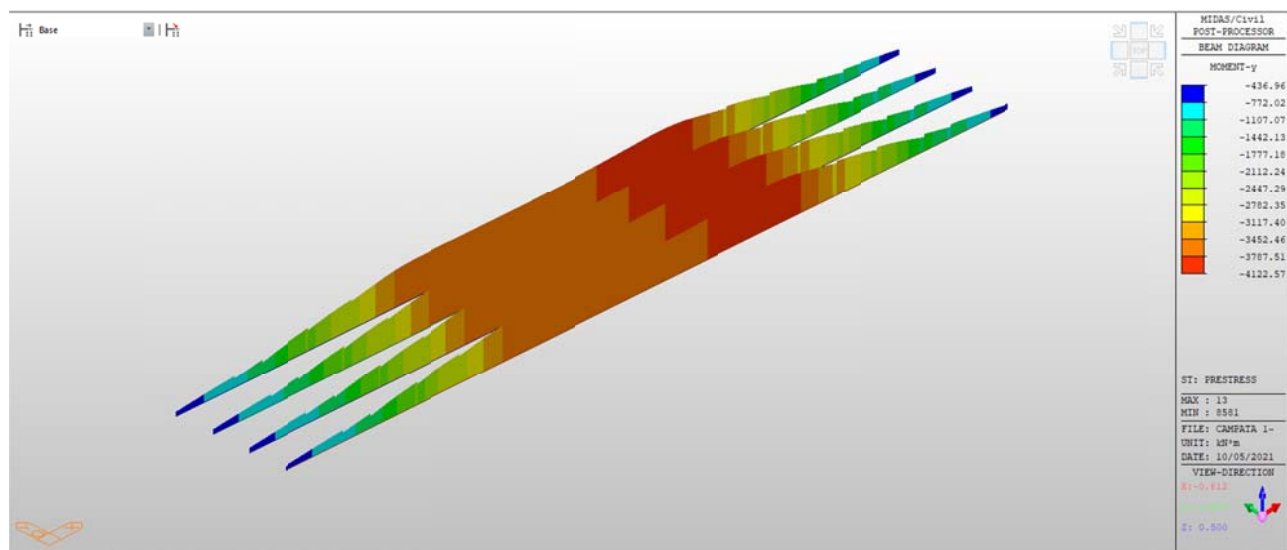


Figura 56 Diagramma di momento generato dalla precompressione residua

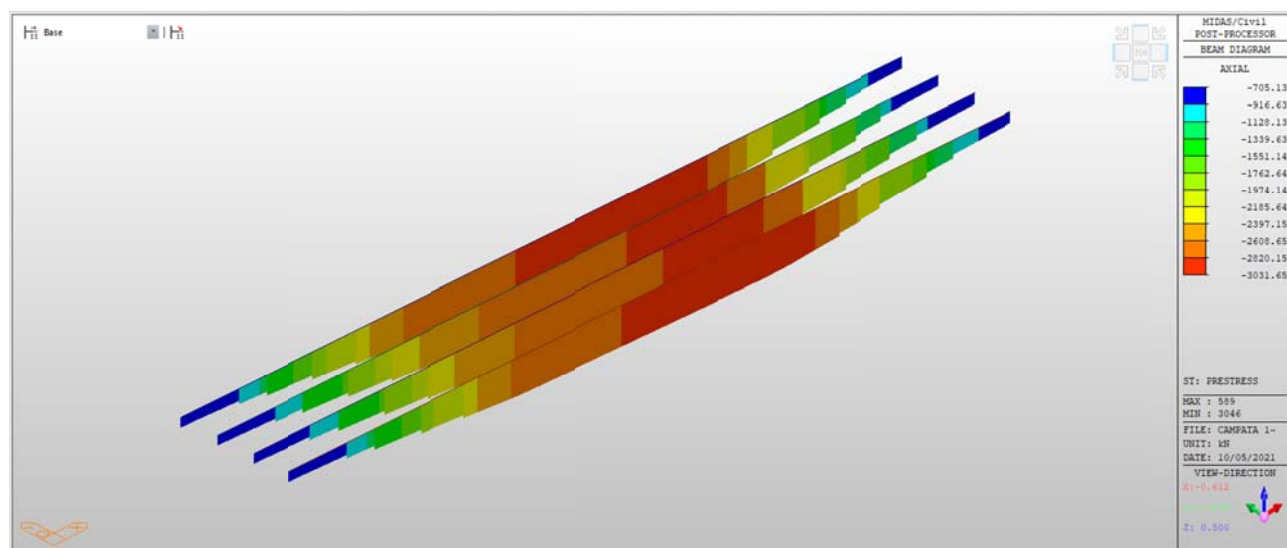


Figura 57 Diagramma di sforzo normale generato dalla precompressione residua

La resistenza ultima a flessione nel caso di forza assiale nulla vale:

Titolo:

N° Vertici: 20 Zoom

N°	x [cm]	y [cm]
1	0	0
2	150	0
3	150	18
4	50	18
5	34	30
6	34	200

N° barre: 2 Zoom

N°	As [cm²]	x [cm]	y [cm]
1	1.01	25	16
2	4.02	25	3

Sollecitazioni S.L.U. Metodo n

N_{Ed} 0 0 kN

M_{Ed} 0 0 kNm

M_{Ed} 0 0 kNm

P.to applicazione N: Centro Baricentro cls

Coord. [cm] xN 25 yN 190

Tipo sezione: Rettang. ss Trapezi a T Circolare Rettangoli Coord.

Armatura Precompressione

N° cavi: 6 Zoom

N°	As [cm²]	x [cm]	y [cm]	σ _p [MPa]
1	1.22999	20	6	798
2	1.22999	25	6	798
3	1.22999	30	6	798
4	1.22999	20	11	798
5	1.22999	25	11	798
6	1.22999	30	11	798

Trefolo: 10

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

Tipo flessione: Retta Deviato

Calcola MRd Dominio M-N

L₀ 0 cm Col. modello

Precompresso

Materiali: FeB44k C45/55

σ_{yk} 10 % σ_{yk} 2 %

f_{yk} 373.9 N/mm² f_{yk} 3.5

E_s 200.000 N/mm² E_c 25.3

E_s/E_c 15 I_{cc}/I_{cd} 0.8

σ_{yk,adm} 1.87 % σ_{c,adm} 16

σ_{yk,adm} 255 N/mm² τ_{co} 0.3333

τ_{c1} 2.543

M_{Ed} 14.974 kNm

σ_c -20.38 N/mm²

σ_s 373.9 N/mm²

ε_c 1.104 ‰

ε_s 10 ‰

d 247 mm

x 24.55 x/d 0.09939

ξ 0.7

N° sett. 100

σ_{sp} 1.125 N/mm²

ε_{sp} 13.82 ‰ compressa pref.

Figura 58 Verifica della sezione allo stato attuale N_{Ed}=0

Titolo:

N° Vertici: 20 **Zoom**

N°	x [cm]	y [cm]
1	0	0
2	150	0
3	150	18
4	50	18
5	34	30
6	34	200

N° barre: 2 **Zoom**

N°	As [cm²]	x [cm]	y [cm]
1	1.01	25	16
2	4.02	25	3

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

N_{Ed}: 3031 **0** kN
M_{Ed}: 0 **0** kNm
y_{Ed}: 0

P.to applicazione N: Centro **Baricentro cls**
Coord. [cm]: xN 25, yN 190

Tipo rottura: Lato acciaio - Cavo snervato

M_{Rd}: 18.347 kNm

Materiali: FeB44k, C45/55

Proprietà	Valore	Unità
E_{su}	10	%
E_{cu}	2	%
f_{yd}	373.9	N/mm²
E_s	200.000	N/mm²
E_s/E_c	15	
E_{yd}	1.87	%
$G_{s,adm}$	255	N/mm²
ϵ_{c2}	2	%
ϵ_{cu}	3.5	%
i_{cd}	25.5	
i_{cc}/i_{cd}	0.8	
$G_{c,adm}$	16	
τ_{co}	0.9333	
τ_{c1}	2.543	

Calcoli:
 σ_c -23.73 N/mm²
 σ_s 373.9 N/mm²
 ϵ_c 1.474 %
 ϵ_s 10 %
 d 247 cm
 x 31.73 x/d 0.1284
 δ 8.7

Tipo Sezione: Rettang. **Trapezi**
a T **Circolare**
Rettangoli **Coord.**

Anatura Precompressione: I° cavi 6 **Zoom**

N°	A [cm²]	x [cm]	y [cm]	σ_s [MPa]
1	1.2999	20	6	790
2	1.2999	25	6	790
3	1.2999	30	6	790
4	1.2999	20	11	790
5	1.2999	25	11	790
6	1.2999	30	11	790

Metodo di calcolo: S.L.U. **Metodo n**
Tipo flessione: Retta **Derivata**

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

Precompressione: ☒

Trefolo: Trefolo
10
1.125
5.625
1080

σ_{sp}: 1.125 N/mm²
ε_{sp}: 13.81 ‰ compressa predef.

Figura 59 Verifica della sezione allo stato attuale considerata la precompressione residua

10.2 VERIFICA DELLA POST TENSIONE ESTERNA

Come già fatto in precedenza sono stati inseriti i cavi esterni nel modello e si sono così ricavate le sollecitazioni generate dalla precompressione esterna. Ciò ha permesso di ottenere lo stato tensionale finale e dunque la forza di compressione di verifica per la sezione in CA.

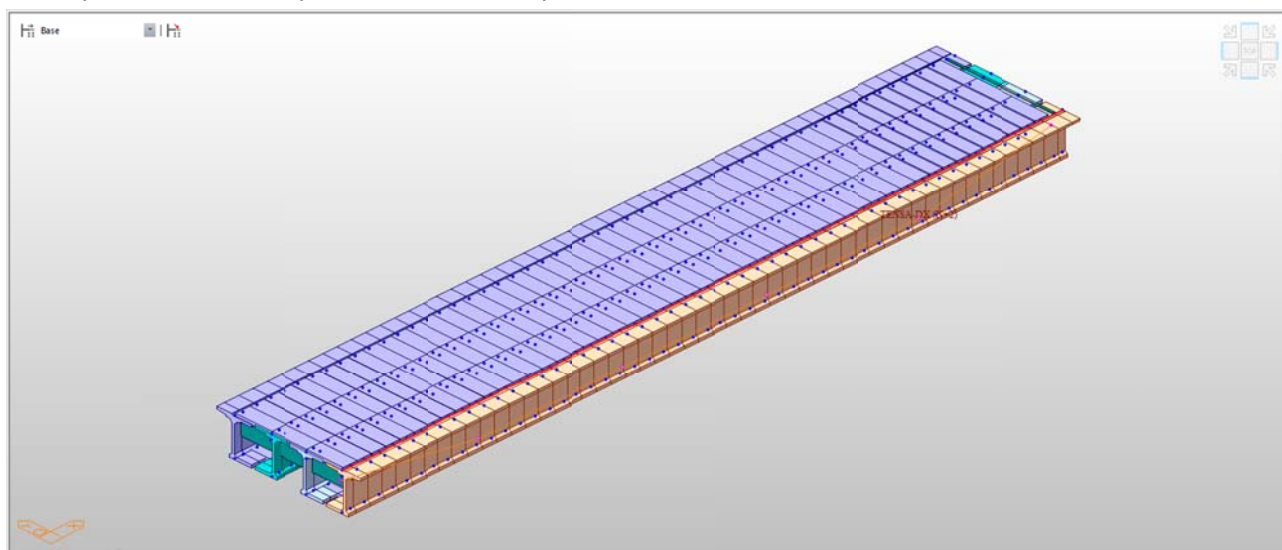


Figura 60 Modellazione dei cavi da precompressione esterna

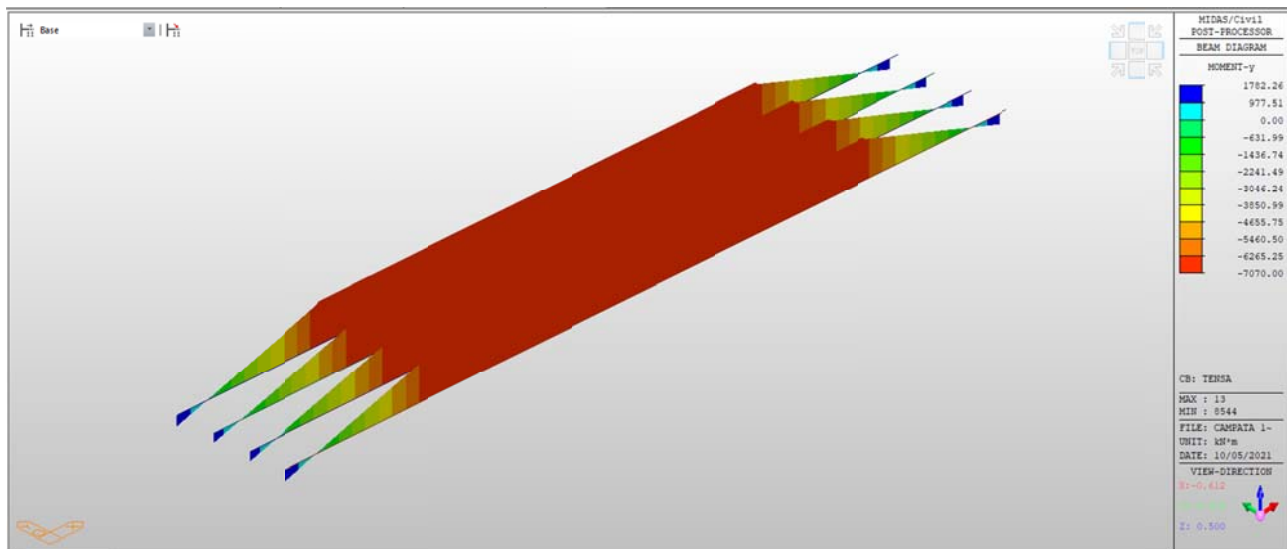


Figura 61 Diagramma di momento generato dalla precompressione esterna

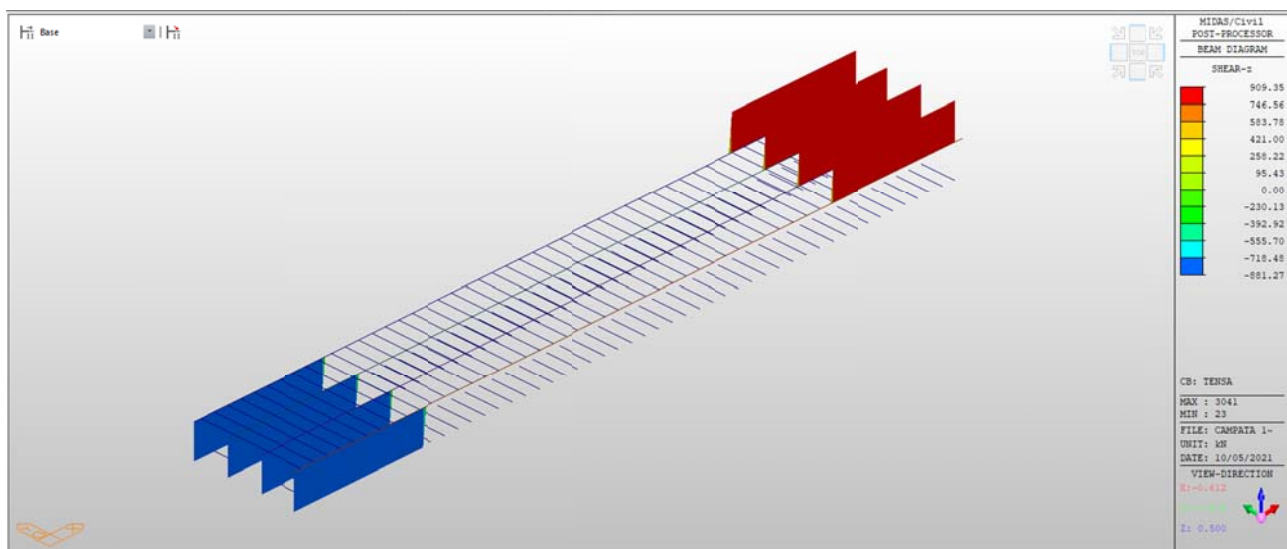


Figura 62 Diagramma di taglio generato dalla precompressione esterna

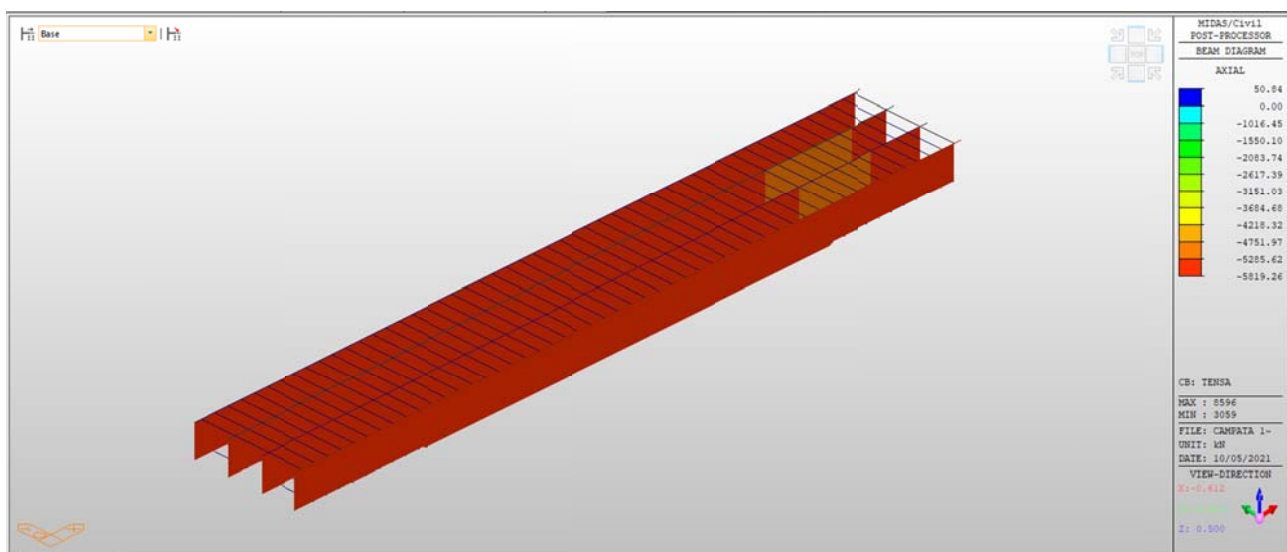


Figura 63 Sforzo normale generato dalla precompressione esterna

Dunque il diagramma di momento risultante di tutte le azioni risulta:

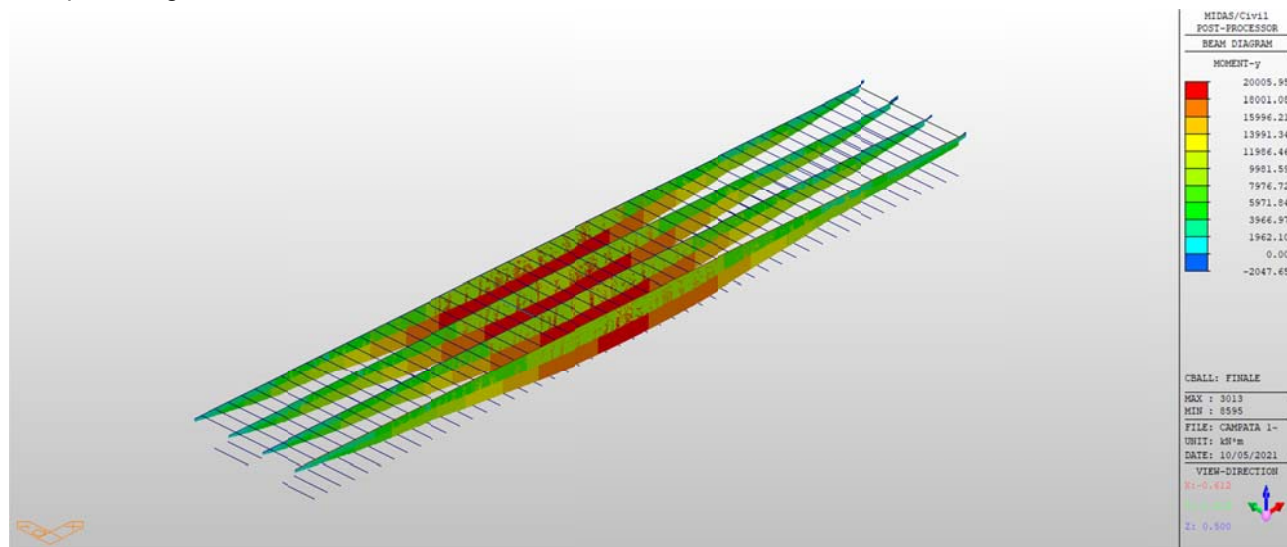


Figura 64 Diagramma di momento totale in combinazione SLO

La verifica risulta dunque soddisfatta:

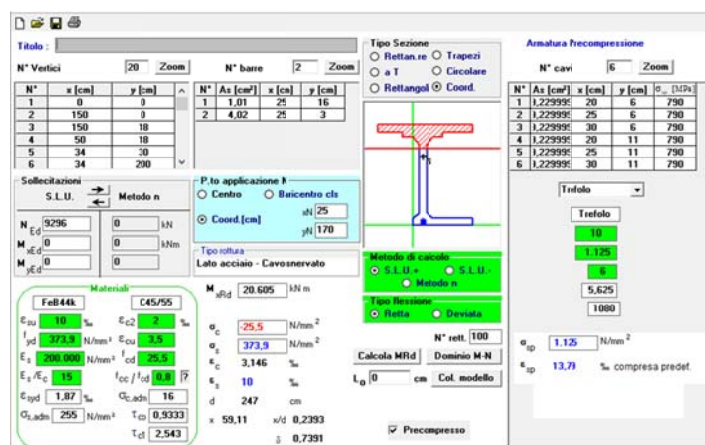


Figura 65 Verifica della sezione post-intervento

10.3 VERIFICA A TAGLIO

La verifica a taglio viene condotta allo stesso modo di quanto fatto per l'impalcato tampone. La campata, infatti, è in scheda di semplice appoggio, la resistenza a taglio si può dunque valutare secondo la forma semplificata riportata al §4.1.2.3.5.1 delle NTC18.

RESISTENZA A TAGLIO DI TRAVI PRECOMPRESSE			
Larghezza anima	bw=	180	mm
Altezza utile della sezione	d=	2454.00	mm
Resistenza media a trazione del	fctd=	3.83	Mpa
Forza assiale	F=	9296.00	kN
	$\sigma_{cp} = NEd/Ac =$	21.05	MPa
Resistenza a taglio	VRd=	14737.60	kN

11 VALORI DI TIRO

In conclusione, si riporta la tabella riassuntiva con i valori delle tensioni di tiro per i due tipo di impalcati.

TABELLA RIASSUNTIVA TENSIONI DI TIRO					
IMPALCATO TAMPONE					
Tensione di rottura			f _{ptk} =	1860.00	MPa
Tensione all'1% di allungamento			f _{p1k} =	1670.00	MPa
Percentuale di tesatura			%	50.00	
Tensione di tesatura iniziale			σ _{tir} =	930	Mpa
Perdite totali calcolate su P _{max}			σ _{per} =	111.60	MPa
Tensione di testatura al netto delle perdite			σ _{net} =	818.40	MPa
IMPALCATO CONTINUO SU PILA					
Tensione di rottura			f _{ptk} =	1860.00	MPa
Tensione all'1% di allungamento			f _{p1k} =	1670.00	MPa
Percentuale di tesatura			%	60.00	
Tensione di tesatura iniziale			σ _{tir} =	1116	Mpa
Perdite totali calcolate su P _{max}			σ _{per} =	133.92	MPa
Tensione di testatura al netto delle perdite			σ _{net} =	982.08	MPa

Si ricorda che ogni cavo è composto da 9 trefoli.

12 VERIFICA DELL'IMPALCATO TAMPONE – SLE

La verifica in condizioni d'esercizio mira ad individuare eventuali rischi di fessurazione o cedimento all'estradosso della soletta. La condizione di carico considerata, essendo l'impalcato in semplice appoggio, è quella di ponte scarico. I carichi agenti sono dunque i soli pesi permanenti ed il contributo dato dalla precompressione residua e esterna a cavi non aderenti.

In aggiunta, in virtù della problematica in questione, si rende necessario un numero di sezioni congruenti alla variazione del numero di cavi presente. Si verificano dunque per l'atrave tampone le sezioni riportate nel seguito:

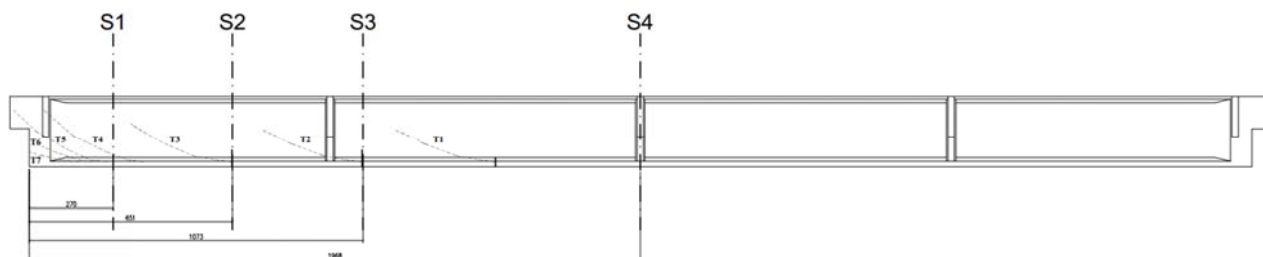


Figura 66 Sezioni di verifica SLE

12.1 VERIFICA S1

La prima sezione si trova a circa 3m dalla sella.

12.1.1 SDF – ORIGINARIO

Si riporta inizialmente lo stato tensionale della sezione nelle condizioni di ponte scarico, considerando la sola precompressione residua e lo stato di fatto prima che il fetto integrativo venisse realizzato. La sezione così considerata permette di comprovare e verificare l'assunzione sulla quantità di cavi da precompressione presenti. La sezione deve risultare interamente compressa (stato I).

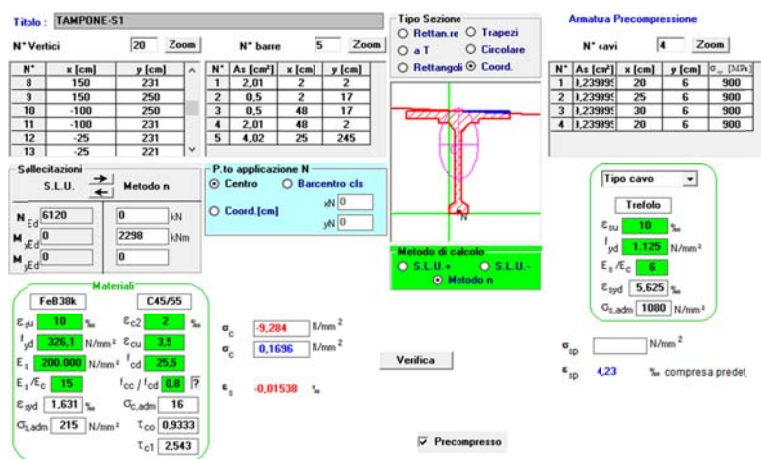


Figura 67 Verifica tensionale allo SDF

12.1.2 SDP – PONTE SCARICO

Si riporta dunque lo stato tensionale della sezione a ponte scarico nella situazione di post-intervento.

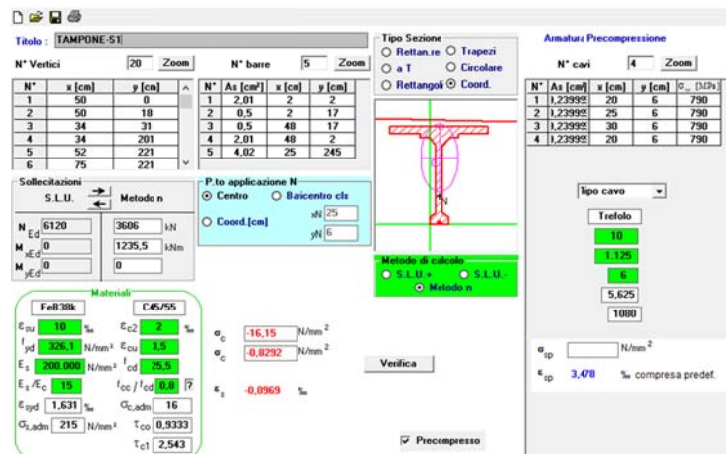


Figura 68 Stato tensionale di post intervento a ponte scarico

12.1.3 SDP – PONTE CARICO

Infine si verifica la situazione di post intervento a ponte carico per le due combinazioni di carico considerate:

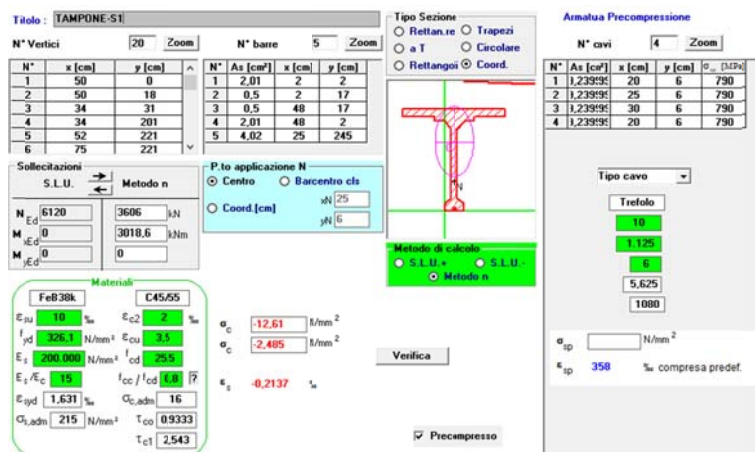


Figura 69 Verifica tensionale di post intervento a ponte carico – SLE caratteristica

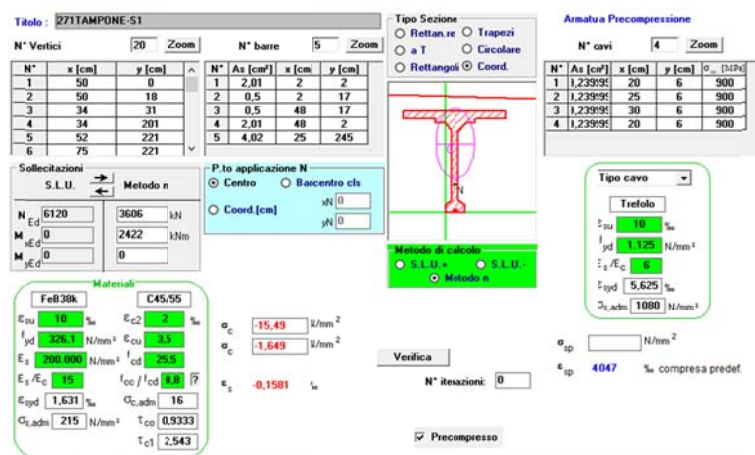


Figura 70 Verifica tensionale di post intervento a ponte carico – SLE frequente

12.2 VERIFICA S2

Si riporta quanto fatto sopra per la sezione considerata.

12.2.1 SDF – ATTUALE

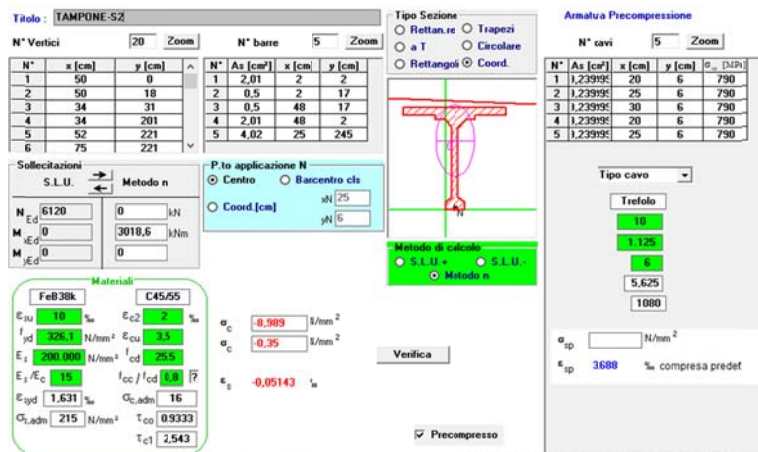


Figura 71 Stato tensionale G1+G2 + precompressione residua

12.2.2 SDP – PONTE SCARICO

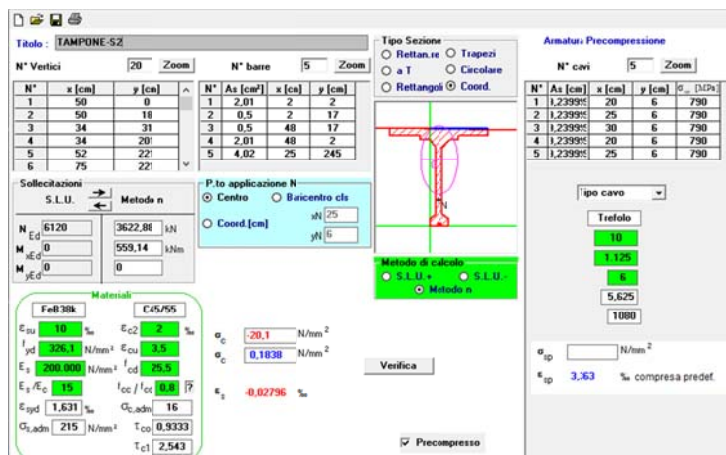


Figura 72 Stato tensionale di post intervento a ponte scarico

12.2.3 SDP – PONTE CARICO

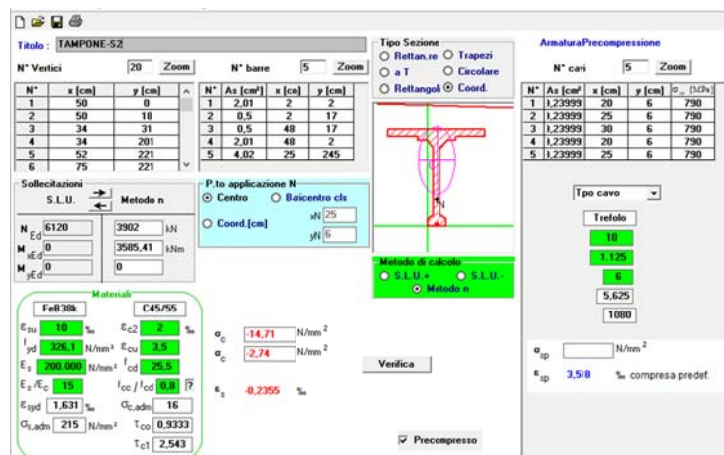


Figura 73 Verifica tensionale di post intervento a ponte carico – SLE caratteristica

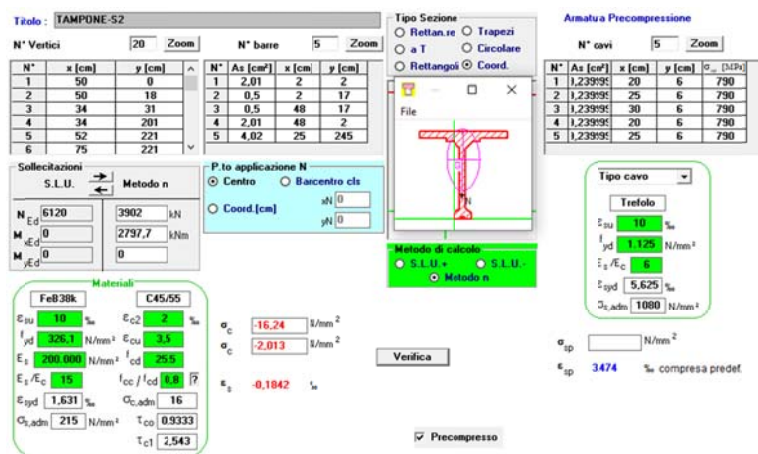


Figura 74 Verifica tensionale di post intervento a ponte carico – SLE frequente

12.3 VERIFICA S3

12.3.1 SDF – ATTUALE

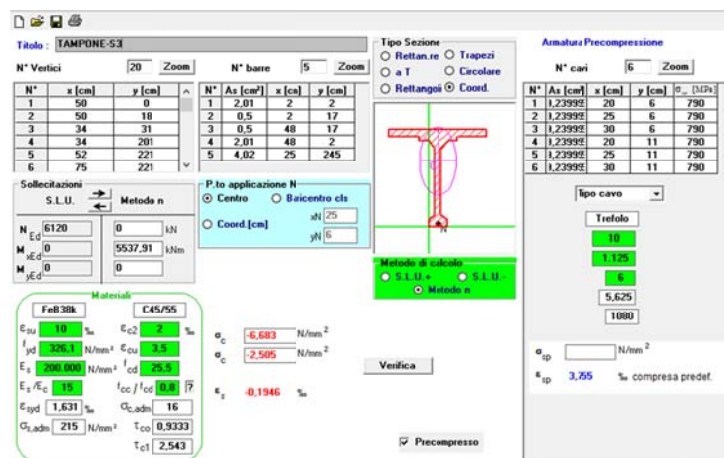


Figura 75 Stato tensionale G1+G2 + precompressione residua

12.3.2 SDP – PONTE SCARICO

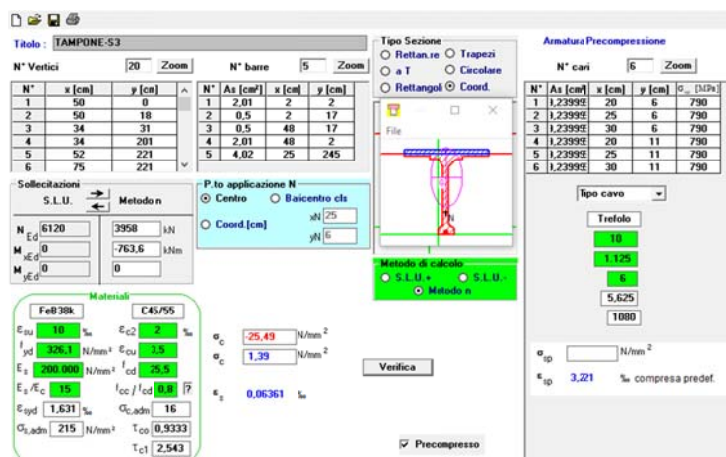


Figura 76 Stato tensionale di post intervento a ponte scarico

12.3.3 SDP – PONTE CARICO

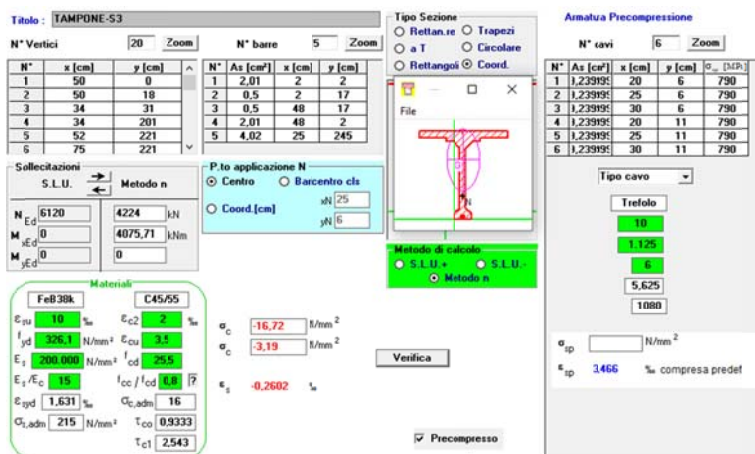


Figura 77 Verifica tensionale di post intervento a ponte carico – SLE caratteristica

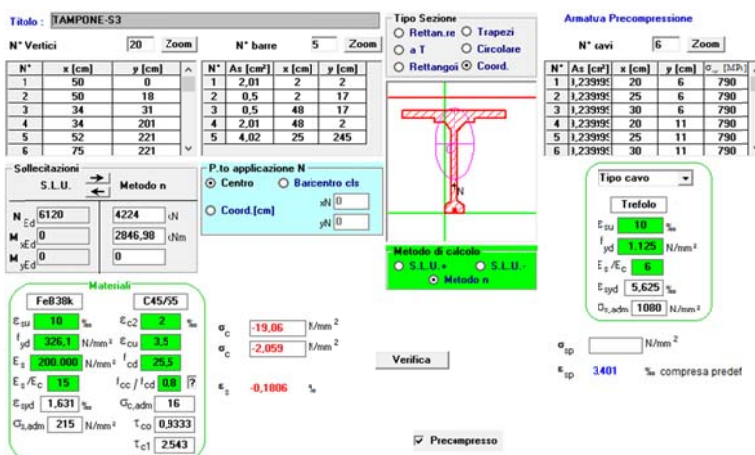


Figura 78 Verifica tensionale di post intervento a ponte carico – SLE frequente

12.4 VERIFICA S4

12.4.1 SDF – ATTUALE

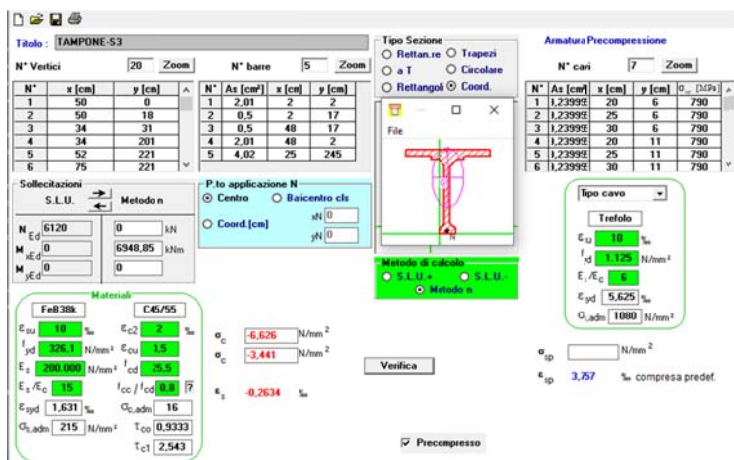


Figura 79 Stato tensionale G1+G2 + precompressione residua

12.4.2 SDP – PONTE SCARICO

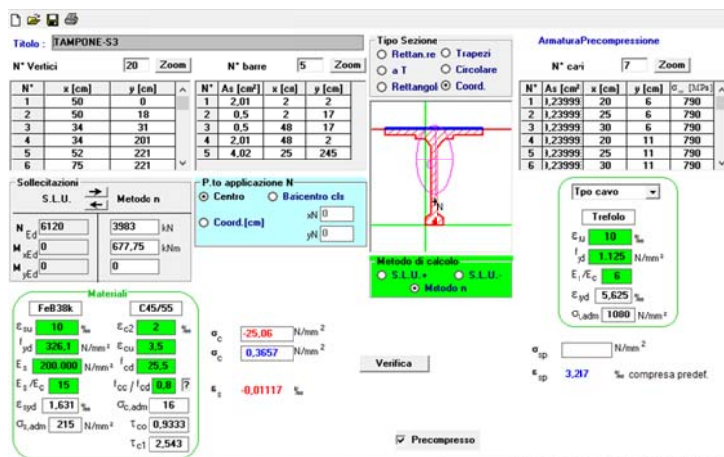


Figura 80 Stato tensionale di post intervento a ponte scarico

12.4.3 SDP – PONTE CARICO

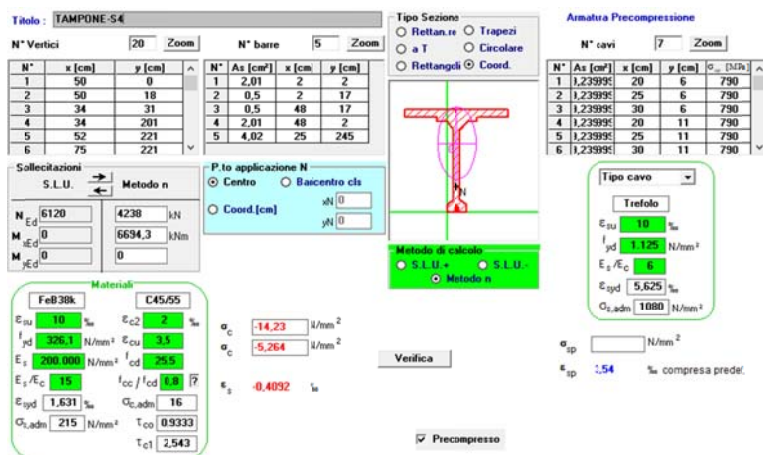


Figura 81 Verifica tensionale di post intervento a ponte carico – SLE caratteristica

Titolo: TAMPONE-S4

N° Vertici 20 **N° barre** 8

N°	x [cm]	y [cm]
9	150	250
10	-100	250
11	-100	231
12	-25	231
13	-25	221
14	0	221

N°	As [cm²]	x [cm]	y [cm]
1	2.01	2	2
2	0.5	2	17
3	0.5	48	17
4	2.01	48	2
5	1.13	25	245
6	1.13	45	245

Sollecitazioni
 S.L.U. Metodo n
 N 6120 4230 kN
 M_{Ed} 0 5203 kNm
 M_{Ed} 0 0

Materiali
 FeB38k C45/55
 E_{cu} 10 % E_{cu} 2 %
 f_{yd} 326.1 N/mm² E_{cu} 3.5
 E_t 200.000 N/mm² f_{cd} 25.5
 E_t/E_c 15 f_{cc}/f_{cd} 0.8
 E_{yd} 1.631 % C_{u,adm} 16
 C_{u,adm} 215 N/mm² τ_{cc} 0.9333
 τ_{c1} 2.543

Tipo Sezione
☐ Rettang. ☐ Trapezi
☐ a T ☐ Circolare
☐ Rettangoi ☒ Coord.

Armatura Precompressione
 N° cavi 7

N°	As [cm²]	x [cm]	y [cm]	σ [MPa]
1	1.23995	20	6	790
2	1.23995	25	6	790
3	1.23995	30	6	790
4	1.23995	20	11	790
5	1.23995	25	11	790
6	1.23995	30	11	790

Tipo cavo
 Trefolo
 e_{pu} 10 %
 f_{jd} 1.125 N/mm²
 e_g/E_c 6
 e_{gjd} 5.625 %
 σ_{u,adm} 1080 N/mm²

Verifica
 Metodo di calcolo: ☒ S.L.U. ☐ S.L.U.
☐ Metodo n
 σ_c -17.01 N/mm²
 σ_c -3.979 N/mm²
 ε_s -0.3113 %
 σ_{sp} N/mm²
 ε_{sp} 3465 % compressa pref.
☒ Precompresso

Figura 82 Verifica tensionale di post intervento a ponte carico - SLE frequente

13 VERIFICA DELL'IMPALCATO SU PILA – SLE

Si ripete quanto fatto sopra per l'impalcato a travi continue su pila.

Nel caso specifico dunque le sezioni considerate sono quelle riportate nell'immagine di seguito.

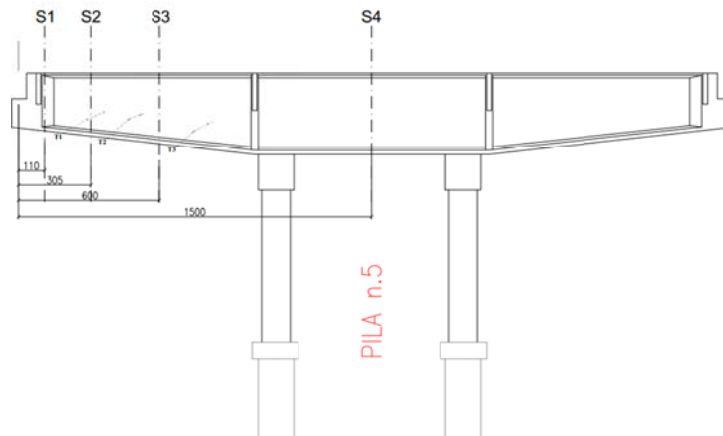


Figura 83 Sezioni di verifica

13.1 VERIFICA S1

13.1.1 SDF – ATTUALE

Titolo: TRAVE SU PILA

N° Vertici 20 **Zoom**

N°	x [cm]	y [cm]
14	-10	326
15	0	326
16	0	306
17	0	109
18	0	84
19	0	66

N° barre 5 **Zoom**

N°	As [cm²]	x [cm]	y [cm]
1	1,01	29	320
2	1,01	55	320
3	1,01	40	108
4	1,01	3	76
5	1,01	77	76

Sollecitazioni
 S.L.U. Metodo n
 N_{Ed} 5068 kN
 M_{Ed} 0 kNm
 M_{Ed} 0 kNm

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

Materiali
 FeB44k C45/55
 E_{su} 10 % E_{c2} 2 %
 f_{yd} 373,9 N/mm² E_{cu} 3,5
 E_s 200.000 N/mm² f_{cd} 25,5
 E_s/E_c 15 f_{cc}/f_{cd} 8,8
 E_{syd} 1,87 % α_{c,adm} 16
 α_{s,adm} 255 N/mm² T_{co} 0,9333
 T_{cl} 2,543

Tipo Sezione
☐ Rettang. ☐ Trapezi
☐ a T ☐ Circolare
☐ Rettangoli ☒ Coord.

Armatua Precompressione
 N° lav. 0 **Zoom**

Tipo cavo
 Trefolo
 E_{su} 10 %
 f_{yd} 1.125 N/mm²
 E_s/E_c 6
 E_{syd} 5,625 %
 α_{s,adm} 1080 N/mm²

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

Verifica
 N° iterazioni: 5
☒ Precompressione

σ_c -0,4647 N/mm²
 σ_c 0,3628 N/mm²
 ε_s 0,01963 ‰

Figura 84 Stato tensionale G1+G2 + precompressione residua

13.1.2 SDP – PONTE SCARICO

Titolo: TRAVE SU PILA

N° Vertici 20 **Zoom**

N°	x [cm]	y [cm]
1	0	66
2	80	66
3	80	94
4	80	108
5	80	306
6	80	326

N° barre 5 **Zoom**

N°	As [cm²]	x [cm]	y [cm]
1	1,01	29	320
2	1,01	55	320
3	1,01	40	108
4	1,01	3	76
5	1,01	77	76

Sollecitazioni
 S.L.U. Metodo n
 N_{Ed} 5068 kN
 M_{Ed} 4630 kNm
 M_{Ed} -3365 kNm
 M_{Ed} 0 kNm

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

Materiali
 FeB44k C45/55
 E_{su} 10 % E_{c2} 2 %
 f_{yd} 373,9 N/mm² E_{cu} 3,5
 E_s 200.000 N/mm² f_{cd} 25,5
 E_s/E_c 15 f_{cc}/f_{cd} 8,8
 E_{syd} 1,87 % α_{c,adm} 16
 α_{s,adm} 255 N/mm² T_{co} 0,9333
 T_{cl} 2,543

Tipo Sezione
☐ Rettang. ☐ Trapezi
☐ a T ☐ Circolare
☐ Rettangoli ☒ Coord.

Armatua Precompressione
 N° lav. 0 **Zoom**

Tipo cavo
 Trefolo
 E_{su} 10 %
 f_{yd} 1.125 N/mm²
 E_s/E_c 6
 E_{syd} 5,625 %
 α_{s,adm} 1080 N/mm²

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

Verifica
☒ Precompressione

σ_c -4,852 N/mm²
 σ_c 0,7087 N/mm²
 ε_s 0,002643 ‰

Figura 85 Stato tensionale di post intervento a ponte scarico

13.1.3 SDP – PONTE CARICO

Titolo: TRAVE SU PILA

N° Vertici 20 **Zoom**

N°	x [cm]	y [cm]
1	0	66
2	80	66
3	80	94
4	80	108
5	80	306
6	80	326

N° barre 5 **Zoom**

N°	As [cm²]	x [cm]	y [cm]
1	1,01	29	320
2	1,01	55	320
3	1,01	40	108
4	1,01	3	76
5	1,01	77	76

Sollecitazioni
 S.L.U. Metodo n
 N_{Ed} 5068 kN
 M_{Ed} 4630 kNm
 M_{Ed} 3836 kNm
 M_{Ed} 0 kNm

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

Materiali
 FeB44k C45/55
 E_{su} 10 % E_{c2} 2 %
 f_{yd} 373,9 N/mm² E_{cu} 3,5
 E_s 200.000 N/mm² f_{cd} 25,5
 E_s/E_c 15 f_{cc}/f_{cd} 8,8
 E_{syd} 1,87 % α_{c,adm} 16
 α_{s,adm} 255 N/mm² T_{co} 0,9333
 T_{cl} 2,543

Tipo Sezione
☐ Rettang. ☐ Trapezi
☐ a T ☐ Circolare
☐ Rettangoli ☒ Coord.

Armatua Precompressione
 N° lav. 0 **Zoom**

Tipo cavo
 Trefolo
 E_{su} 10 %
 f_{yd} 1.125 N/mm²
 E_s/E_c 6
 E_{syd} 5,625 %
 α_{s,adm} 1080 N/mm²

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

Verifica
☒ Precompressione

σ_c -5,203 N/mm²
 σ_c 0,9828 N/mm²
 ε_s 0,01752 ‰

Figura 86 Verifica tensionale di post intervento a ponte carico - SLE caratteristica

Titolo: TRAVE SU PILA

N° Vertici: 20 **Zoom**

N° barre: 5 **Zoom**

Tipo Sezione: Rettang. re, Trapezi, a T, Circolare, Rettangoli, Coord.

Armatua Precompressione: N° cavi: 0 **Zoom**

Sollecitazioni: S.L.U. Metodo r

N: 5868 **N:** 4630 **N:** 0

M_{Ed}: 0 **M_{Ed}:** -3715 **M_{Ed}:** 0

Materiali: FeB44k C45/55

E_{cu}: 10 **E_{cu}:** 2

f_{yd}: 373.9 **E_{cu}:** 3.3

E_s: 200.000 **f_{cd}:** 25.5

E_s/E_c: 15 **f_{cc}/f_{cd}:** 0.8

E_{yd}: 1.87 **Q_{c,adm}:** 16

Q_{c,adm}: 255 **T_{co}:** 0.9333

T_{c1}: 2.543

P.to applicazione N: Centro, Baicentro cls, Coord.[cm]

Metodo di calcolo: S.L.U., S.L.U., Metodo n

Verifica

Precompressione

Figura 87 Verifica tensionale di post intervento a ponte carico - SLE frequente

13.2 VERIFICA S2

13.2.1 SDF – ATTUALE

Titolo: TRAVE SU PILA

N° Vertici: 20 **Zoom**

N° barre: 5 **Zoom**

Tipo Sezione: Rettang. re, Trapezi, a T, Circolare, Rettangoli, Coord.

Armatua Precompressione: N° cavi: 1 **Zoom**

Sollecitazioni: S.L.U. Metodo n

N: 5868 **N:** 0 **N:** 0

M_{Ed}: 0 **M_{Ed}:** -2386 **M_{Ed}:** 0

Materiali: FeB44k C45/55

E_{cu}: 10 **E_{cu}:** 2

f_{yd}: 373.9 **E_{cu}:** 3.3

E_s: 200.000 **f_{cd}:** 25.5

E_s/E_c: 15 **f_{cc}/f_{cd}:** 0.8

E_{yd}: 1.87 **Q_{c,adm}:** 16

Q_{c,adm}: 255 **T_{co}:** 0.9333

T_{c1}: 2.543

P.to applicazione N: Centro, Baicentro cls, Coord.[cm]

Metodo di calcolo: S.L.U., S.L.U., Metodo n

Verifica

Precompressione

Figura 88 Stato tensionale G1+G2 + precompressione residua

13.2.2 SDP – PONTE SCARICO

Titolo: TRAVE SU PILA

N° Vertici: 20 **Zoom**

N° barre: 5 **Zoom**

Tipo Sezione: Rettang. re, Trapezi, a T, Circolare, Rettangoli, Coord.

Armatua Precompressione: N° cavi: 1 **Zoom**

Sollecitazioni: S.L.U. Metodo n

N: 5868 **N:** 4671 **N:** 0

M_{Ed}: 0 **M_{Ed}:** -4247 **M_{Ed}:** 0

Materiali: FeB44k C45/55

E_{cu}: 10 **E_{cu}:** 2

f_{yd}: 373.9 **E_{cu}:** 3.3

E_s: 200.000 **f_{cd}:** 25.5

E_s/E_c: 15 **f_{cc}/f_{cd}:** 0.8

E_{yd}: 1.87 **Q_{c,adm}:** 16

Q_{c,adm}: 255 **T_{co}:** 0.9333

T_{c1}: 2.543

P.to applicazione N: Centro, Baicentro cls, Coord.[cm]

Metodo di calcolo: S.L.U., S.L.U., Metodo n

Verifica

Precompressione

Figura 89 Stato tensionale di post intervento a ponte scarico

13.2.3 SDP – PONTE CARICO

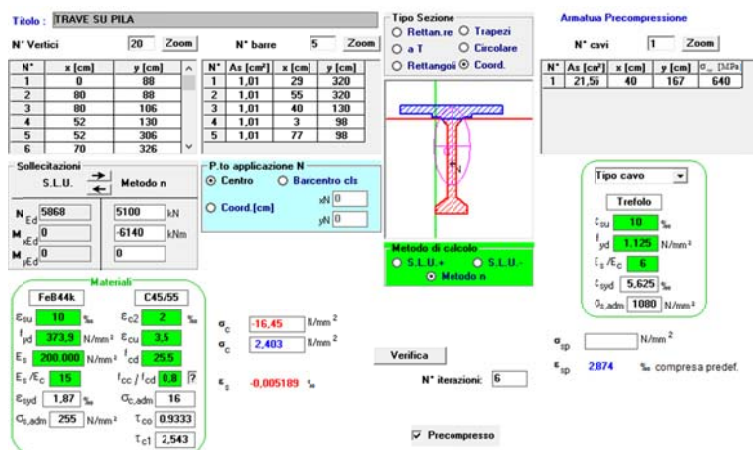


Figura 90 Verifica tensionale di post intervento a ponte carico - SLE caratteristica

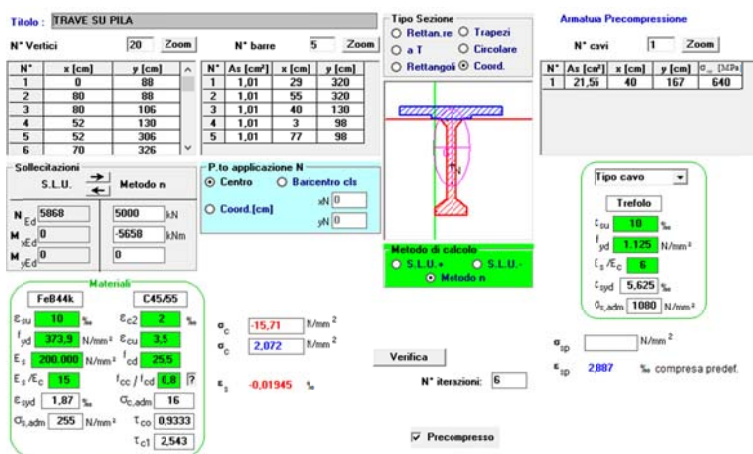


Figura 91 Verifica tensionale di post intervento a ponte carico - SLE frequente

13.3 VERIFICA S3

13.3.1 SDF – ATTUALE

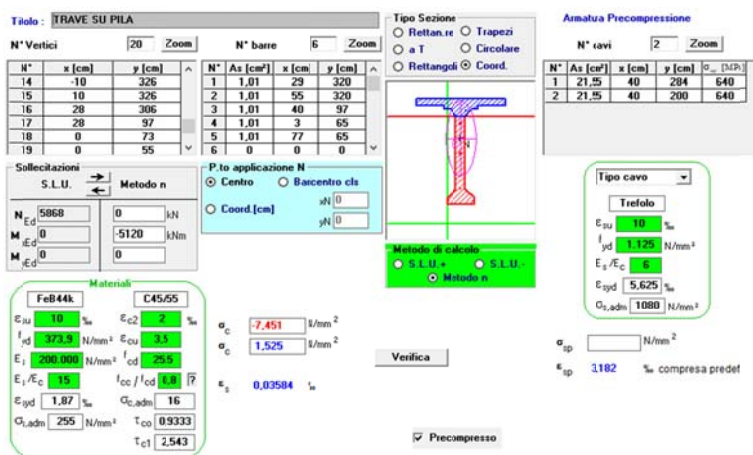


Figura 92 Stato tensionale G1+G2 + precompressione residua

13.3.2 SDP – PONTE SCARICO

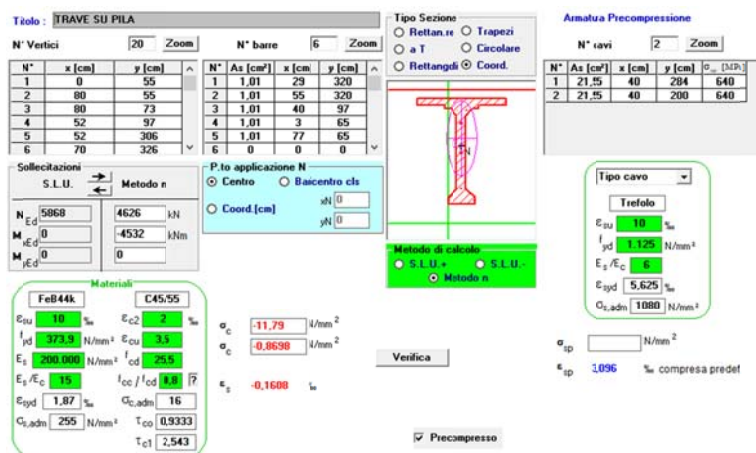


Figura 93 Stato tensionale di post intervento a ponte scarico

13.3.3 SDP – PONTE CARICO

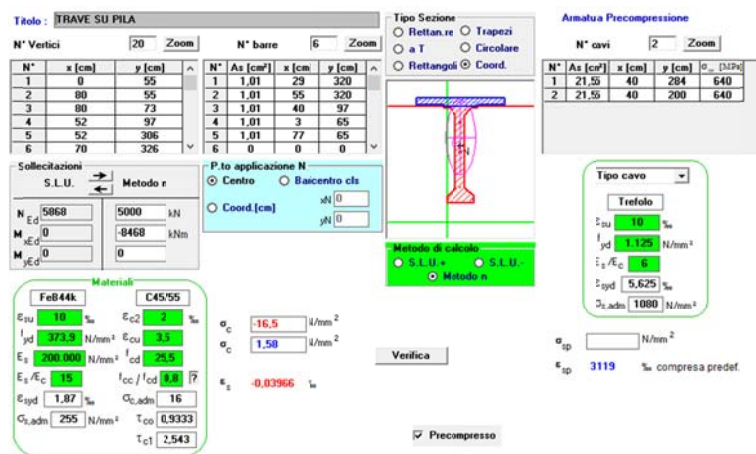


Figura 94 Verifica tensionale di post intervento a ponte carico – SLE caratteristica

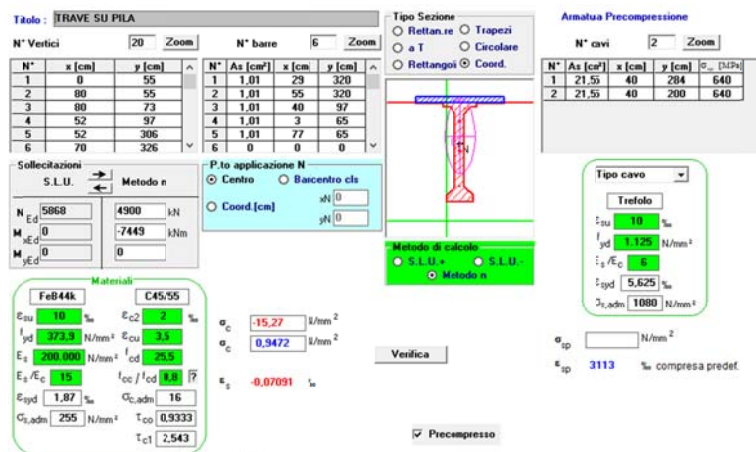


Figura 95 Verifica tensionale di post intervento a ponte carico – SLE frequente

13.4 VERIFICA S4

13.4.1 SDF – ATTUALE

Titolo: TRAVE SU PILA

N° Vertici 20 **Zoom** **N° barre** 6 **Zoom**

N°	x [cm]	y [cm]
1	0	0
2	80	18
3	80	42
4	52	306
5	52	326
6	70	326

Sollecitazioni
 S.L.U. **Metodo n**
 N 5868 0 kN
 M_{Ed} 0 -10167 kNm
 M_{Ed} 0 0

Materiali
 FeB44k C45/55
 E_{su} 10 % E_{c2} 2 %
 f_{yd} 373.9 N/mm² E_{cu} 3.3 %
 E_s 200.000 N/mm² f_{cd} 25.5 %
 E_s/E_c 15 f_{cc}/f_{cd} 8.9 %
 E_{syd} 1.87 % $\sigma_{c,adm}$ 16
 $\sigma_{c,adm}$ 255 N/mm² τ_{co} 0.9333
 τ_{c1} 2.543

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

Tipo Sezione
☒ Rettang. ☐ Trapezi
☐ a T ☐ Circolare
☐ Rettangoli ☒ Coord.

Armatura Precompressione
N° cavi 3 **Zoom**

N°	As [cm ²]	x [cm]	y [cm]	$\sigma_{s, [MPa]}$
1	21.15	40	330	640
2	12.1	40	330	640
3	12.1	40	330	640

Tipo cavo **Trefolo**
 E_{su} 10 %
 f_{yd} 1.125 N/mm²
 E_s/E_c 5
 E_{syd} 5.625 %
 $\sigma_{c,adm}$ 1080 N/mm²

Verifica
 σ_c -7.6 N/mm²
 σ_c 1.717 N/mm²
 ϵ_s 0.05986 %
☒ **Precompressione**

Figura 96 Figura 33 Stato tensionale G1+G2 + precompressione residua

13.4.2 SDP – PONTE SCARICO

Titolo: TRAVE SU PILA

N° Vertici 20 **Zoom** **N° barre** 6 **Zoom**

N°	x [cm]	y [cm]
1	0	0
2	80	18
3	80	42
4	52	306
5	52	326
6	70	326

Sollecitazioni
 S.L.U. **Metodo n**
 N 5868 4868 kN
 M_{Ed} 0 -6040 kNm
 M_{Ed} 0 0

Materiali
 FeB44k C45/55
 E_{su} 10 % E_{c2} 2 %
 f_{yd} 373.9 N/mm² E_{cu} 3.3 %
 E_s 200.000 N/mm² f_{cd} 25.5 %
 E_s/E_c 15 f_{cc}/f_{cd} 8.9 %
 E_{syd} 1.87 % $\sigma_{c,adm}$ 16
 $\sigma_{c,adm}$ 255 N/mm² τ_{co} 0.9333
 τ_{c1} 2.543

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

Tipo Sezione
☒ Rettang. ☐ Trapezi
☐ a T ☐ Circolare
☐ Rettangoli ☒ Coord.

Armatura Precompressione
N° cavi 3 **Zoom**

N°	As [cm ²]	x [cm]	y [cm]	$\sigma_{s, [MPa]}$
1	21.15	40	330	640
2	12.1	40	330	640
3	12.1	40	330	640

Tipo cavo **Trefolo**
 E_{su} 10 %
 f_{yd} 1.125 N/mm²
 E_s/E_c 5
 E_{syd} 5.625 %
 $\sigma_{c,adm}$ 1080 N/mm²

Verifica
 σ_c -8.892 N/mm²
 σ_c -2.367 N/mm²
 ϵ_s -0.2258 %
 N° iterazioni: 0
☒ **Precompressione**

Figura 97 Stato tensionale di post intervento a ponte scarico

13.4.3 SDP – PONTE CARICO

Titolo: TRAVE SU PILA

N° Vertici 20 **Zoom** **N° barre** 6 **Zoom**

N°	x [cm]	y [cm]
1	0	0
2	80	18
3	80	42
4	52	306
5	52	326
6	70	326

Sollecitazioni
 S.L.U. **Metodo n**
 N 5868 5240 kN
 M_{Ed} 0 -11823 kNm
 M_{Ed} 0 0

Materiali
 FeB44k C45/55
 E_{su} 10 % E_{c2} 2 %
 f_{yd} 373.9 N/mm² E_{cu} 3.3 %
 E_s 200.000 N/mm² f_{cd} 25.5 %
 E_s/E_c 15 f_{cc}/f_{cd} 8.9 %
 E_{syd} 1.87 % $\sigma_{c,adm}$ 16
 $\sigma_{c,adm}$ 255 N/mm² τ_{co} 0.9333
 τ_{c1} 2.543

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

Tipo Sezione
☒ Rettang. ☐ Trapezi
☐ a T ☐ Circolare
☐ Rettangoli ☒ Coord.

Armatura Precompressione
N° cavi 3 **Zoom**

N°	As [cm ²]	x [cm]	y [cm]	$\sigma_{s, [MPa]}$
1	21.15	40	330	640
2	12.1	40	330	640
3	12.1	40	330	640

Tipo cavo **Trefolo**
 E_{su} 10 %
 f_{yd} 1.125 N/mm²
 E_s/E_c 5
 E_{syd} 5.625 %
 $\sigma_{c,adm}$ 1080 N/mm²

Verifica
 σ_c -14.08 N/mm²
 σ_c 0.4536 N/mm²
 ϵ_s -0.07345 %
 N° iterazioni: 0
☒ **Precompressione**

Figura 98 Verifica tensionale di post intervento a ponte carico – SLE caratteristica

Titolo: TRAVE SU PILA

N° Vertici: 20 **Zoom:** []

N°	x [cm]	y [cm]
1	0	0
2	80	0
3	80	18
4	52	42
5	52	306
6	70	326

N° barre: 6 **Zoom:** []

N°	As [cm²]	x [cm]	y [cm]
1	1,01	29	320
2	1,01	55	320
3	1,01	40	42
4	1,01	3	10
5	1,01	77	10
6	0	0	0

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

Armatura Precompressione:
N° cavi: 3 **Zoom:** []

N°	As [cm²]	x [cm]	y [cm]	Q ₂₀ [MPa]
1	21,15	40	330	640
2	12,11	40	330	640
3	12,11	40	330	640

Sollecitazioni:
 S.L.U. ☒ Metodo n

N_{Ed}: 5068 **N:** 5100
M_{Ed}: 0 **M:** -9758
M_{Ed}: 0 **M:** 0

P.to applicazione N:
☒ Centro ☐ Baicentro cls
☐ Coord [cm] xN [] yN []

Materiali:
 FeB44k C45/55
 E_{cu} 10 ϵ_{cu} 2
 f_{yd} 373,3 N/mm² E_{cu} 3,1
 E_s 206.000 N/mm² f_{cd} 25,5
 E_s/E_c 15 f_{cc}/f_{cd} 0,8
 E_{tyd} 1,87 ϵ_{tyd} 16
 C_{tyd,adm} 255 N/mm² τ_{co} 0,9333
 τ_{cl} 2,543

Tipo cavo: Trefolo
 E_{cu} 18 ϵ_{cu} 2
 f_{yd} 1.125 N/mm²
 E_s/E_c 5
 C_{tyd} 5,625 ϵ_{tyd} 16
 C_{tyd,adm} 1080 N/mm²

Verifica:
 N° iterazioni: 0
☒ Precompresso

Calcoli:
 σ_c -12,22 N/mm²
 σ_c -0,5508 N/mm²
 ϵ_t -0,1276 ϵ_{te}

Stato di tensione:
 σ_{sp} N/mm²
 ϵ_{sp} 1,159 ϵ_{sp} compressa predel.

Figura 99 Verifica tensionale di post intervento a ponte carico – SLE frequente

14 VERIFICA A FESSURAZIONE

Secondo quanto emerge dalle verifiche condotte, l'impalcato tampone non presenta criticità in merito all'emergere di stati tensionali di trazione sulla soletta in calcestruzzo. L'osservazione non è valida per l'impalcato continuo su pila dove, in particolar modo nelle sezioni prossime alla sella, emergono sforzi di trazione all'estradosso della soletta. Si rende dunque necessario effettuare una verifica di apertura delle fessure per tali sezioni. Si assume dunque lecito l'insorgere di uno stato tensionale di trazione che dovrà essere coperto dalle armature longitudinali.

Si procede dunque con la verifica di apertura delle fessure secondo quanto stabilito al §4.1.2.2.4.5 della Circolare alle NTC18 – *Verifica dello stato limite di fessurazione*.

Nota: la verifica a fessurazione viene eseguita per la sola trave continua su pila in quanto le travi dell'impalcato tampone risultano interamente compressione (a meno della sezione S4 che presenta un minimo stato tensionale di trazione).

14.1 DEFINIZIONE DELLE CONDIZIONI AMBIENTALI ED AMPIEZZA DI FESSURA

Considerato l'elemento soletta, e le condizioni di gelo/disgelo e attacco di sali disgelanti si assume come classe d'esposizione ambientale una classe XF2: *elementi come parti di ponti esposti direttamente o indirettamente agli agenti disgelanti*.

Poiché la zona tesa coinvolge la testa della trave, al cui interno vi sono i cavi di post tensione, si assume l'ipotesi si armatura *sensibile* alla corrosione, si definisce un'ampiezza massima delle fessure:

$$w_1 = 0.2mm$$

14.2 VERIFICA DELLE TENSIONI

Si prende dunque in considerazione la sezione S2 della trave stampella, ovvero quella più critica e sollecitata a trazione. Proprio in questa sezione si avrà il maggiore rischio di fessurazione della soletta. Si sottolinea che, assumendo il calcestruzzo reagente a trazione, i valori di tensione rimangono inferiori al valore limite di resistenza a trazione del materiale.

Si considera un calcestruzzo di classe C28/35.

Nel caso specifico la resistenza a trazione del calcestruzzo vale:

$$f_{ctm} = 0.3 f_{ck}^{\frac{2}{3}} = 0.3 \cdot 28^{\frac{2}{3}} = 2.74 \text{ MPa} < \sigma_{ct}$$

Verificato che la resistenza a trazione del calcestruzzo è superiore agli stati tensionali sopra esposti, non sussiste il pericolo di apertura delle fessure e la verifica è soddisfatta.

15 VERIFICA DELLA SOLETTA

L'obiettivo di questo capitolo è quello di verificare la soletta dell'impalcato nei confronti delle sollecitazioni emergenti dallo stato di precompressione finale. La documentazione a disposizione è ridotta ad un solo elaborato, dal quale è possibile desumerne alcune caratteristiche.

La soletta è costituita da lastre prefabbricate di lunghezza 2.39m poste in appoggio tra una trave e l'altra.

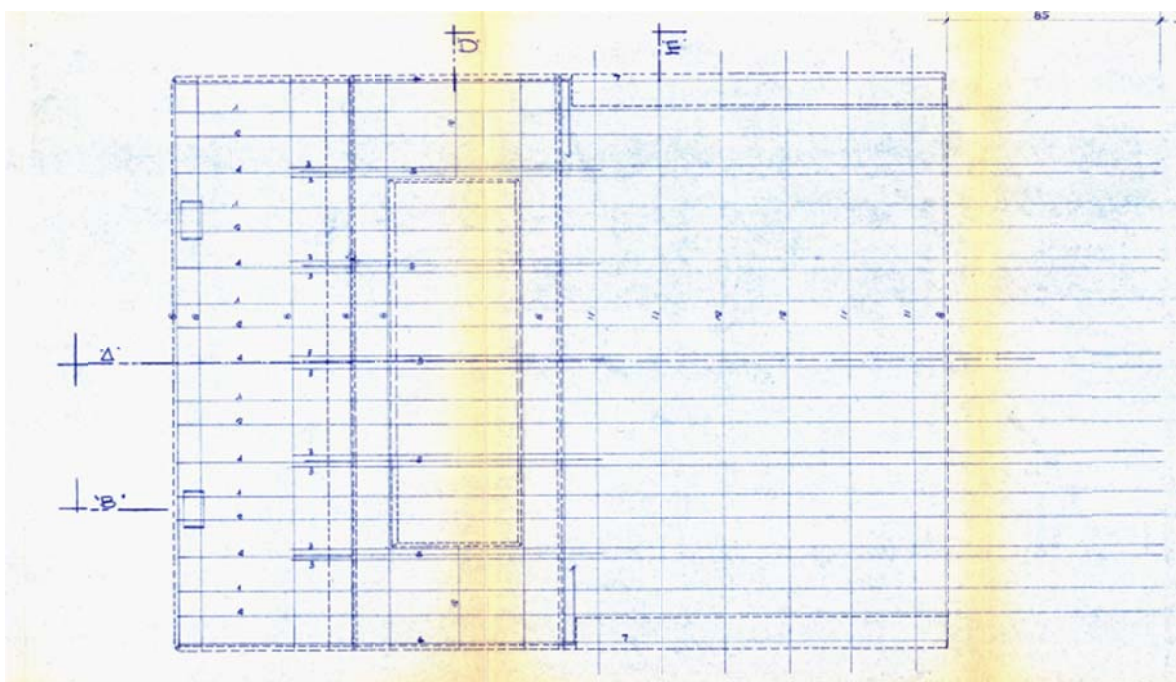


Figura 100 Soletta di tipo 1

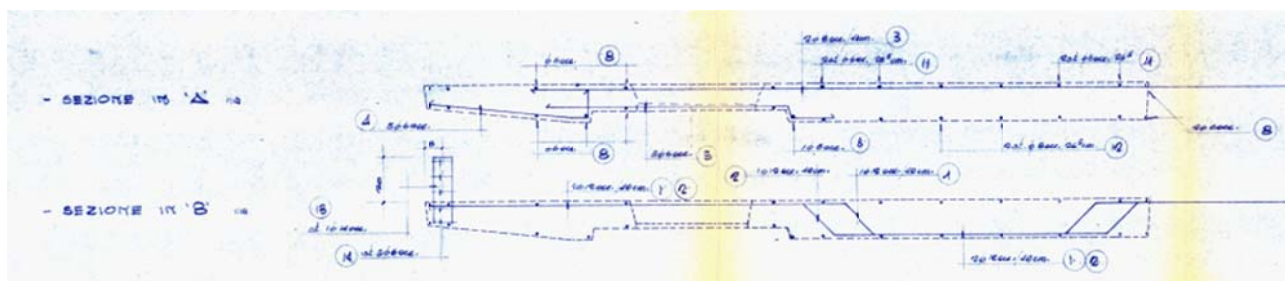


Figura 101 Armature presenti all'interno della soletta

Nella tavola di progetto è riportata la piastra di bordo sulla quale è stato realizzato il marciapiede. Si ipotizza che, a livello di armatura principale, la lastra interna sia equivalente.

Considerando dunque la scarsa quantità di armatura longitudinale, si ipotizza che il comportamento locale della soletta non sia quello di lastra piana, bensì di una trave che lavora solo in senso trasversale alle travi, trascurando così, a favore di sicurezza, la rigidità longitudinale della soletta.

Per analizzare al meglio la distribuzione degli sforzi si è realizzato un modello plate di larghezza pari a quella convenzionale stabilita dalla norma e lunghezza pari a 2.39m.

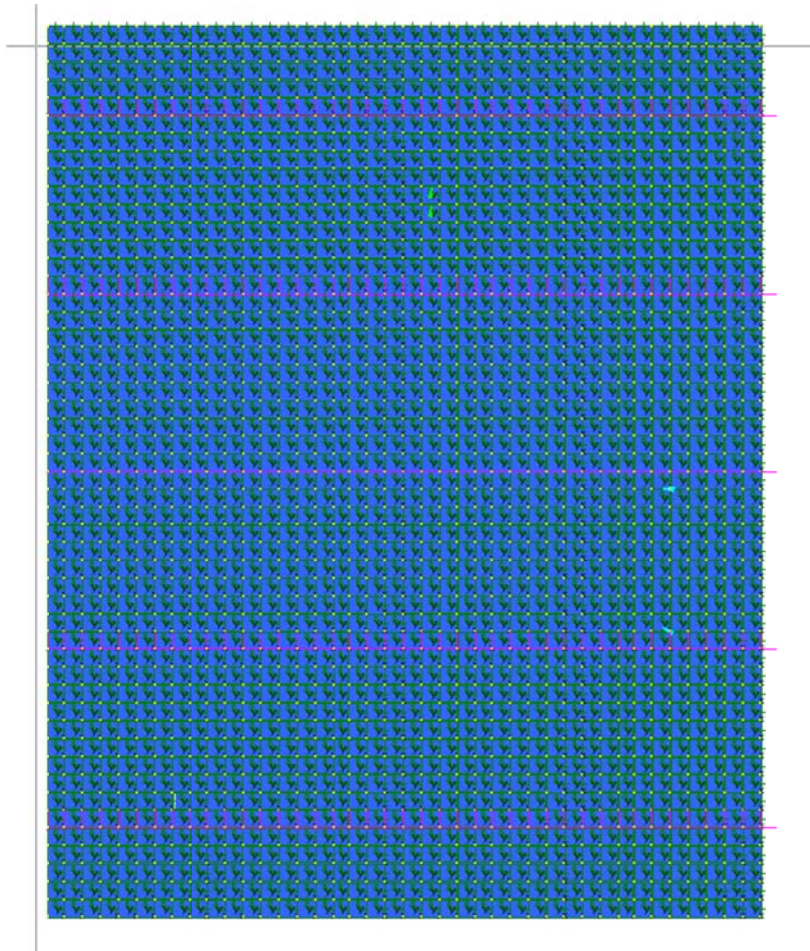


Figura 102 Modello soletta

15.1 ANALISI DEI CARICHI

Secondo quanto stabilito dalla normativa al §5.1.3.3.3 per le verifiche locali dev'essere utilizzato uno schema di carico 2. Tale schema prevede un unico asse tandem da 400kN ripartiti su due impronte di carico 0.6 x 0.35 da 200kN ciascuna.

In aggiunta è stato considerato un carico per la pavimentazione pari a 22 kN/m².

15.2 COMBINAZIONE DEI CARICHI

Come fatto sopra per le verifiche sulle travi, i carichi sono combinati allo SLO – *Stato Limite di Operatività* stabilito dalle LLGG2020.

15.3 RISULTATI

Plate Moment:YY (kN.m/m)

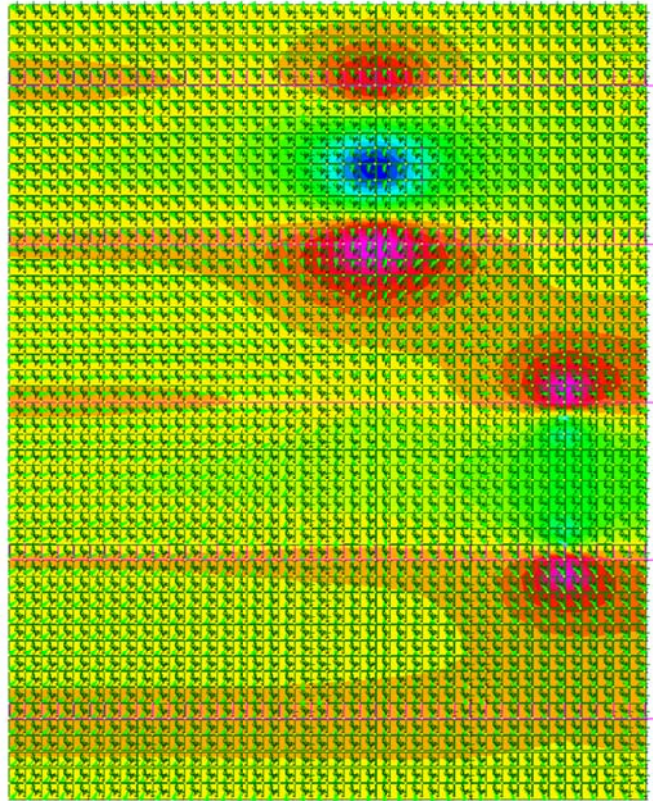
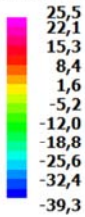


Figura 103 Momento sollecitante

Titolo: _____

N° Vertici: 4 Zoom N° barre: 3 Zoom

N°	x [cm]	y [cm]
1	-50	0
2	-50	20
3	50	20
4	50	0

N°	As [cm²]	x [cm]	y [cm]
1	3,39	0	17
2	4,52	0	3
3	1,51	0	3

Sollecitazioni: S.L.U. Metodo n

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

P.to applicazione N: Centro Baricentro cls Coord.[cm]

Tipo rottura: Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

M_{uEd} 39,62 kNm

Materiali: FeB44k C45/55

Proprietà	Valore	Unità
E_{cu}	67,5	GPa
f_{yk}	373,9	N/mm²
E_s	206.000	N/mm²
E_s / E_c	15	
σ_{yk}	1,87	%
$\sigma_{s,adm}$	255	N/mm²
τ_{ct}	2,543	N/mm²
σ_{c2}	2	%
ϵ_{cu}	3,5	%
f_{cd}	25,5	N/mm²
f_{cc} / f_{cd}	0,8	
$\sigma_{c,adm}$	16	N/mm²
τ_{cp}	0,9333	N/mm²

σ_c -25,5 N/mm²
 σ_s 373,9 N/mm²
 ϵ_s 3,5 %
 ϵ_t 31,45 %
 d 17 cm
 x 1,702 x/d 0,1008
 δ 0,7

Tipo Sezione: Rettang. re a T Rettangoli loord

Metodo di calcolo: S.L.U. S.L.U. Metodo n

Tipo Rottura: Retta Evitata

N° ett 100

Calcola MRd Dominio M-N

L₀ 0 cm Cd modello

Precompresso

Figura 104 Verifica della sezione – momento positivo

Titolo: _____

N° Vertici 4 **Zoom** _____ **N° barre** 3 **Zoom** _____

N°	x [cm]	y [cm]
1	-50	0
2	-50	20
3	50	20
4	50	0

N°	As [cm²]	x [cm]	y [cm]
1	3.39	0	17
2	4.52	0	3
3	1.51	0	3

Sollecitazioni
 S.L.U. ☒ Metodo n ☐

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

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

Tipo rottura
 Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

Materiali
FeB44k **C45/55**
 ϵ_{su} 67.5 ‰ ϵ_{c2} 2 ‰
 f_{yd} 373.9 N/mm² ϵ_{cu} 3.5 ‰
 E_s 200.000 N/mm² f_{cd} 25.5 N/mm²
 E_s/E_c 15 i_{cc}/i_{cd} 0.8
 ϵ_{syd} 1.87 ‰ $\sigma_{c,adm}$ 16 N/mm²
 $\sigma_{s,adm}$ 255 N/mm² τ_{co} 0.9333
 τ_{c1} 2.543

M Rd -25.81 kNm
 σ_c -25.5 N/mm²
 σ_s 373.9 N/mm²
 ϵ_s 3.5 ‰
 ϵ_t 31.45 ‰
 d 17 cm
 x 1.702 x/d 0.1001
 ξ 0.7

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

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

Tipo Rottura
☒ Retta ☐ Fessile

N° ett 100
Calcola MRd **Domio M-N**
 L_0 0 cm **Cd modello** _____

☐ Precompresso

Figura 105 Verifica della sezione - momento negativo

La verifica risulta soddisfatta.

16 VERIFICA DELLE SEZIONI DI ANCORAGGIO CAVI

I cavi vengono ancorati in testa alle travi in corrispondenza del dente della sella Gerber. Poichè la forza di tiro è di valore significativo, si rende necessario verificare tali sezioni che risultano, nel complesso, semplicemente compresse.

16.1 DENTE TRAVE TAMPONE

Si verifica dunque il dente compresso della trave tampone. Si osserva che, sebbene i cavi non sono perfettamente centrati rispetto l'altezza del dente, grazie alla carpenteria metallica di diffusione in testa alla trave, tale forza risulta centrata rispetto la stessa. Nel calcolo di verifica si sceglie di dare comunque una piccola eccentricità pari alla distanza del punto di mezzaria tra le testate ed h/2 del dente.

Titolo: _____

N° strati barre 0 **Zoom** _____

N°	b [cm]	h [cm]
1	50	109

Sollecitazioni
 S.L.U. ☒ Metodo n ☐

N Ed 8.000 kN
M Ed 0 kNm
M yEd 0 kNm

P.to applicazione N
☐ Centro ☐ Baricentro cls
☒ Coord.[cm] xN 0 yN 11

Materiali
B450C **C45/55**
 ϵ_{su} 67.5 ‰ ϵ_{c2} 2 ‰
 f_{yd} 391.3 N/mm² ϵ_{cu} 3.5 ‰
 E_s 200.000 N/mm² f_{cd} 25.5 N/mm²
 E_s/E_c 15 i_{cc}/i_{cd} 0.8
 ϵ_{syd} 1.957 ‰ $\sigma_{c,adm}$ 16 N/mm²
 $\sigma_{s,adm}$ 255 N/mm² τ_{co} 0.9333
 τ_{c1} 2.543

M Rd -17.76 N/mm²
 σ_c -17.76 N/mm²
 ϵ_s 3.5 ‰
 ϵ_t 31.45 ‰
 d 17 cm
 x 1.702 x/d 0.1001
 ξ 0.7

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

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

Tipo Rottura
☒ Retta ☐ Fessile

N° iterazioni: 0

☐ Precompresso

Figura 106 Verifica a compressione del dente

La verifica è quindi soddisfatta.

16.2 DENTE TRAVE CONTINUA SU PILA

TITOLO :

N° strati barre: 0 Zoom

N°	b [cm]	h [cm]
1	50	114

Sollecitazioni
 S.L.U. Metodo n

N_{Ed}: 8.000 6030 kN
 M_{Ed}: 0 0 kNm
 M_{yEd}: 0 0

P.to applicazione N
☒ Centro ☐ Baricentro cls
☒ Coord.[cm] xN: 0 yN: -15

Tipo Sezione
☒ Rettang. ☐ Trapezi
☐ a T ☐ Circolare
☐ Rettangoli ☐ Coord.

Materiali

B450C		C45/55	
ϵ_{su}	67,5 ‰	ϵ_{c2}	2 ‰
f_{yd}	391,3 N/mm ²	ϵ_{cu}	3,5 ‰
E_s	200.000 N/mm ²	f_{cd}	25,5
E_s / E_c	15	I_{cc} / I_{cd}	0,8
ϵ_{syd}	1,957 ‰	$\sigma_{c,adm}$	16
$\sigma_{s,adm}$	255 N/mm ²	τ_{co}	0,9333
		τ_{c1}	2,543

σ_c : -18,93 N/mm²

Verifica
 N° iterazioni: 0

☐ Precompresso

Figura 107 Verifica a compressione del dente

Anche in questo caso la verifica risulta soddisfatta.

17 SPALLE E TRAVERSI

Si riportano di seguito alcune considerazioni in merito allo stato delle spalle del ponte ed degli elementi secondari quali i traversi. Le spalle sono dimensionate, principalmente, nel rispetto delle azioni verticali provenienti dall'impalcato e delle azioni orizzontali generate dalla spinta del terreno e dal sisma. Poiché gli interventi di progetto previsti, prevedono principalmente un miglioramento statico dell'opera, e considerato che nell'ambito del primo lotto d'intervento è stato eseguito un intervento di risanamento delle spalle esistenti, non sono previsti ulteriori interventi di miglioramento delle strutture esistenti che costituiscono le spalle.

Data la geometria dell'elemento e gli interventi di risanamento programmati in occasione dell'incarico sul primo lotto, si ritiene che le spalle non rappresentino elementi critici per l'opera.



Figura 108 Risanamento sulla spalla lato Dosolo

I traversi non presentano segni di degrado. Non si sono riscontrati infatti distacchi di copriferro o fenomeni di ossidazione delle barre.

Basandosi sulla tavola di progetto originale, la quale riporta un'armatura dei traversi che varia da 4 a 6 $\phi 20$, supponendo che tale armatura sia stata effettivamente realizzata, la verifica a flessione del traverso è soddisfatta.

Titolo: []

N° strati barre: 2 **Zoom:** []

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	24	151	1	12.57	148
			2	12.57	4

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

N° 0 **N** 0 kN
M_{Ed} 680 **M** 0 kNm
M_{Ed} 0 **M** 0 kNm

P.to applicazione N: Centro **Baricentro c/s**
Coord. [cm] xN [] yN []

Tipo rottura: Lato acciaio - Acciaio snervato

M_{Rd} 681.2 kNm

Materiali: FeB44k C45/55

Proprietà	Valore	Unità
E_{cu}	27.5	%
f_{yd}	273.9	N/mm²
E_s	200.000	N/mm²
E_s/E_c	1.15	
ϵ_{syd}	1.87	%
$\sigma_{s,adm}$	255	N/mm²
τ_{c1}	2.543	
ϵ_{cu}	2	%
ϵ_{cu}	3.5	%
f_{cd}	25.5	
f_{cc}/f_{cd}	0.8	
$\sigma_{c,adm}$	16	
τ_{co}	0.9333	
τ_{c1}	2.543	

Tipo Sezione: Rettang. ☒ Trapezi ☐
☐ a T ☐ Circolare ☐
☐ Rettangoli ☐ Coord.

Metodo di calcolo: S.L.U. ☒ Metodo n ☐ S.L.U. ☐ Metodo y ☐

Tipo flessione: Flessione ☒ Rovescata ☐

N° lett. 100

Calcola MRd: ☒ **Domino M-N** ☐

L₀ 0 cm **Co. modello** []

Precompresso ☐

Figura 109 Verifica a momento positivo del traverso

Il momento resistente $M_{Rd} = 681.2 \text{ kNm}$ risulta maggiore del momento agente $M_{Ed} = 660 \text{ kNm}$.

Si ricorda che si è tenuto del fattore di confidenza $FC=1.2$ e si sono considerati solo 4 barre $\phi 20$.

18 TRAVE CONTINUA SU PILA

18.1 *ANCORAGGIO IN TESTA*

L'ancoraggio di testa della trave continua si compone dei seguenti elementi:

- 1 piastra laterale ad L: questa piastra sarà resa solidale alle testate dei cavi e trasferirà le componenti di taglio e trazione ai bulloni
- 1 piastra di testa: il ruolo di questa piastra è trasferire le sollecitazioni di compressione alla testa della trave
- 1 piastra inferiore: questa piastra fornisce un'aliquota di rigidità aggiuntiva utile a migliorare l'effetto di confinamento del dente della sella e la diffusione degli sforzi negli elementi metallici
- Bulloni M60 di classe 10.9
- Irrigidimenti

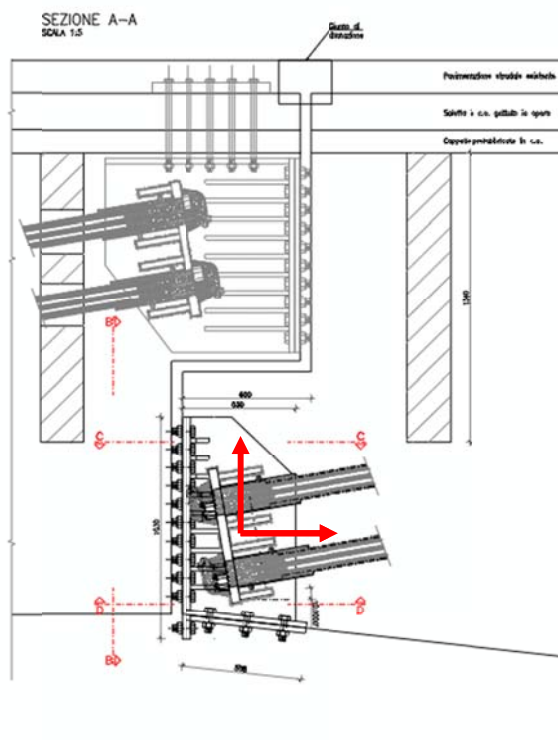


Figura 110 Ancoraggio di testa su trave continua e componenti di forza

18.1.1 DIMENSIONAMENTO DELLE PIASTRE

Le piastre hanno il solo ruolo di trasferire gli sforzi alla trave in calcestruzzo. Esse dovranno quindi essere verificate nel rispetto degli sforzi emergenti nello spessore.

Si calcolano innanzitutto le forze agenti sul in testa alla trave date dai cavi. Con l'obbiettivo di massimizzare la compressione sulla testa della sella e dunque la componente di carico longitudinale si considera un angolo di attacco dei cavi ribassato.

FORZE ANCORAGGIO			
Numero di cavi	n=	2	
Forza totale di tesatura	F _{tot} =	4017.6	kN
Angolo d'ancoraggio	θ=	8	°
Componente longitudinale	F _x =	3978.501	kN
Componente verticale	F _z =	559.1419	kN

Le caratteristiche sezionali della piastra sono:

CARATTERISTICHE SEZIONALI			
Classe resistenza acciaio	f _{yk} =	355	Mpa
	f _u =	510	MPa
Coeff. Parziale di sciurezza M0	γ _{M0}	1.05	
Coeff. Parziale di sciurezza M1	γ _{M1}	1.05	
Coeff. Parziale di sciurezza M2	γ _{M2}	1.25	
Spessore lastra	s _p =	25	mm
Dimensione verticale piastra	l _z =	890	mm
Dimensione long. Piastra	l _x =	500	mm
Area	A=	445000	mmq
Area spessore piastra	A _v = s _p l _z =	22250	mmq

La verifica risulta dunque soddisfatta:

TAGLIO PIASTRA dir verticale			
Resistenza a taglio	V _{pl,Rd} =A _v (f _y /√3)/γ _{M0} =	4343.186	kN
Sfruttamento	V _{ed} /V _{Rd} =	0.12874	OK

TAGLIO PIASTRA dir longitudinale			
Resistenza a taglio	V _{pl,Rd} =A _v (f _y /√3)/γ _{M0}	2439.99	kN
Sfruttamento	V _{ed} /V _{Rd} =	0.92	OK

Si riporta la verifica della piastra nei confronti della sollecitazione di flessione sulla piastra di testa emergente dalla forza di tiro:

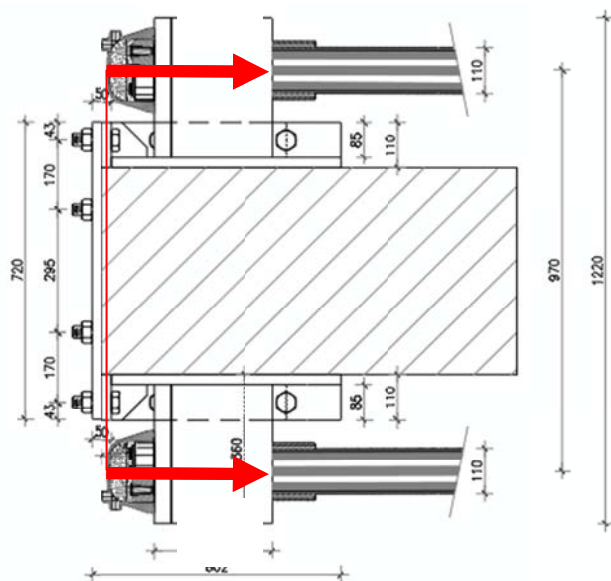


Figura 111 Flessione piastra di testa

FLESSIONE PIASTRA di testa			
Dimensione trasversale piastra	L=	720.00	mm
Dimensione verticale piastra	lz=	890.00	mm
Spessore della piastra	sp=	25.00	mm
Momento agente	Med=	1432.26	kNm
Modulo plastico della sezione	Wel=bh ² /6=	75000.00	mm ⁴
Momento resistente	MRd=Wpl fy/γM0	25357.14	kNm
Sfruttamento		0.06	

Anche se univocamente verificata, si esplicita la verifica a flessione per la piastra laterale dovuta sempre alla forza di tiro sui cavi.

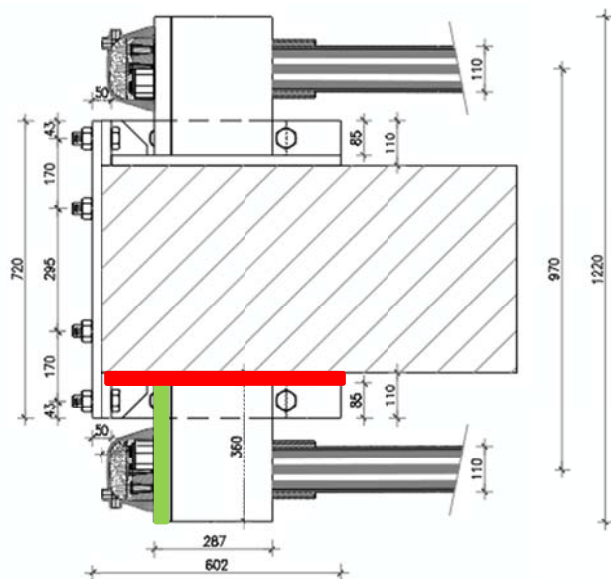


Figura 112 Piastra laterale

FLESSIONE PIASTRA laterale			
Dimensione longitudinale piastra	L=	500.00	mm
Dimensione verticale piastra	l _z =	890.00	mm
Spessore della piastra	sp=	25.00	mm
Larghezza irrigidimento cappuccio cavi	l _{irr} =	335.00	mm
Momento agente	Med=	1345.90	kNm
Modulo plastico della sezione	W _{el} =bh ² /6=	52083.33	mm ⁴
Momento resistente	MRd=W _{pl} f _y /γ _{M0}	17609.13	kNm
Sfruttamento		0.08	

Infine, ci si assicura che l'irrigidimento di ancoraggio delle teste dei cavi (evidenziato in verde in figura sopra) abbia sufficiente resistenza a taglio per trasmettere la sollecitazione alla piastra:

TAGLIO IRRIGIDIMENTO cappuccio cavi			
Lunghezza irrigidimento	L=	310.00	
Spessore irrigidimento	sp=	40.00	mm
Resistenza a taglio	V _{pl,Rd} =A _v (f _y /√3)/	2420.47	kN
Sfruttamento	V _{ed} /V _{Rd} =	0.83	OK

18.1.2 DIMENSIONAMENTO DELLA BULLONATURA

Come citato le piastre principali sono tra loro bullonate. Nel seguente paragrafo si riporta dunque il numero necessario di bulloni per il trasferimento degli sforzi e le relative verifiche.

La norma impone di rispettare delle distanze minime tra i bulloni e dal bordo della piastra:

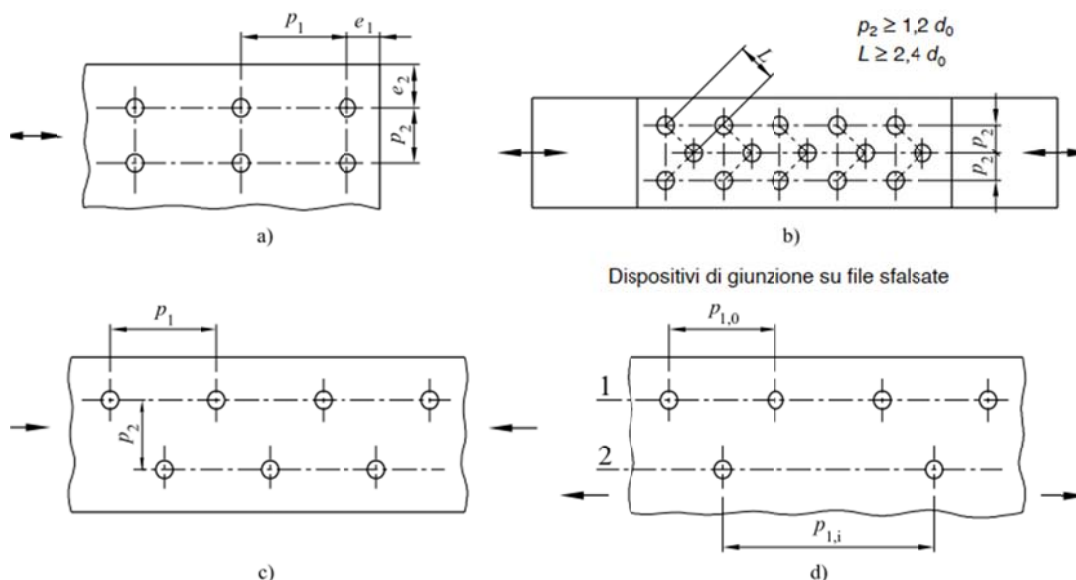


Figura 113 Simboli per le distanze di estremità e dal bordo e per il passo dei dispositivi di giunzione

Distanze e passo, vedere figura 3.1	Minimo	Massimo ^{1) 2) 3)}		Strutture costituite da acciai conformi alla EN 10025-5 Acciaio usato senza protezione
		Strutture realizzate con acciai conformi alla EN 10025, con esclusione degli acciai conformi alla EN 10025-5		
		Acciaio esposto alle intemperie o altri agenti corrosivi	Acciaio non esposto alle intemperie od altri agenti corrosivi	
Distanza dall'estremità e_1	$1,2d_0$	$4t + 40$ mm		Il più grande tra $8t$ o 125 mm
Distanza dal bordo e_2	$1,2d_0$	$4t + 40$ mm		Il più grande tra $8t$ o 125 mm
Distanza e_3 per i fori asolati	$1,5d_0^{4)}$			
Distanza e_4 per i fori asolati	$1,5d_0^{4)}$			
Passo p_1	$2,2d_0$	Il più piccolo tra $14t$ o 200 mm	Il più piccolo tra $14t$ o 200 mm	Il più piccolo tra $14t_{\min}$ o 175 mm
Passo $p_{1,0}$		Il più piccolo tra $14t$ o 200 mm		
Passo $p_{1,i}$		Il più piccolo tra $28t$ o 200 mm		
Passo $p_2^{5)}$	$2,4d_0$	Il più piccolo tra $14t$ o 200 mm	Il più piccolo tra $14t$ o 200 mm	Il più piccolo tra $14t_{\min}$ o 175 mm

1) I valori massimi per il passo per le distanze dal bordo e dall'estremità non hanno limiti, eccetto nei seguenti casi:

- per le membrature compresse, per evitare instabilità locale e prevenire la corrosione nelle membrature esposte;
- per le membrature tese esposte, per prevenire la corrosione.

2) Si raccomanda che la resistenza per instabilità locale delle piastre in compressione tra i dispositivi di giunzione si calcoli secondo la EN 1993-1-1, usando $0,6p_1$ come lunghezza di libera inflessione. La verifica di instabilità locale tra i dispositivi di giunzione non è necessaria se p_1/t è minore di 9. Si raccomanda che la distanza dal bordo non superi le prescrizioni per l'instabilità locale per un elemento esterno in membrature compresse, vedere EN 1993-1-1. La distanza dall'estremità non è condizionata da tale prescrizione.

3) t è lo spessore della più sottile tra le parti esterne collegate.

4) I limiti dimensionali per i fori asolati sono forniti nel Gruppo 7 delle norme di riferimento di cui al punto 1.2.7.

5) Per file di collegamenti sfalsati può essere usato un passo minimo tra le file $p_2 = 1,2d_0$, sempre che la minima distanza L tra due dispositivi di giunzione sia maggiore o uguale a $2,4d_0$ vedere figura 3.1 b).

Figura 114 Minimo e massimo interasse, distanza dall'estremità e dal bordo

PIASTRA LATERALE e FRONTALE			
Spessore della piastra	$t=$		25 mm
Diametro dei bulloni	$d_n=$		30 mm
Diametro del foro	$d_0=$		31.5 mm
Distanza dall'estremità e_1	min		37.8 mm
	max		140 mm
	effettivo		43 mm
Distanza dal bordo e_2	min=		37.8 mm
	max=		140 mm
	effettivo		67 mm
Passo p_1	min=		69.3 mm
	max=		200 mm
	effettivo		170 mm
Passo p_2	min=		94.6 mm
	max=		200 mm
	effettivo		- mm

Figura 115 Verifica delle distanze geometriche

VERIFICA A TRAZIONE BULLONI piastra di testa			
Diametro del bullone	dn=	30.00	mm
Diametro del foro	d0=	31.50	mm
Classe bullone		10.90	
Resistenza a snervamento		900	Mpa
Resistenza ultima a rottura		1000	Mpa
Area resistente	Ares=	561	mmq
Resistenza singolo bullone	Ft,Rd=k2 fub As/ YM2	403.92	kN
Numero di bulloni necessari	nb=	9.85	

VERIFICA A TAGLIO BULLONI			
Diametro bullone	dn=	30.00	mm
Classe del bullone		10.90	
Resistenza a snervamento	fy=	900	Mpa
Resistenza ultima a rottura	fu=	1000	Mpa
Area resistente	Ares=	561	mmq
Coeff sfruttamento	αv=	0.5	
Resistenza taglio bullone	Fv,Rd=αv	224.40	kN
Numero di bulloni necessari	nb=	4.63	

VERIFICA A TRAZIONE BULLONI piastra inferiore			
Diametro del bullone	dn=	30.00	mm
Diametro del foro	d0=	31.50	mm
Classe bullone		10.90	
Resistenza a snervamento		900	Mpa
Resistenza ultima a rottura		1000	Mpa
Area resistente	Ares=	561	mmq
Resistenza singolo bullone	Ft,Rd=k2 fub As/ YM2	403.92	kN
Numero di bulloni necessari	nb=	1.38	

Dato lo stato di coazione è necessario verificare che sia soddisfatta anche la verifica per l'effetto combinato di trazione e taglio. In sostanza si deve verificare:

$$\frac{F_{v,Ed}}{F_{v,Rd}} + \frac{F_{t,Ed}}{1.4 F_{t,Rd}} = 0.95 < 1$$

18.1.3 VERIFICA A COMPRESSIONE CLS

Nel paragrafo che segue si verifica la trave nel rispetto delle sollecitazioni di compressione agenti. La verifica viene condotta secondo quanto stabilito dalla norma vigente:

Nella zona di ancoraggio delle armature di precompressione si possono tollerare compressioni locali σ_c prodotte dagli apparecchi di ancoraggio pari a:

$$\sigma_c < c \cdot f_{cd} \quad [4.1.48]$$

dove

$\sigma_c = \gamma_p \cdot P / A_0$ è la pressione agente sull'impronta caricata di area A_0 ;

P è la forza iniziale di tesatura nel cavo ($\gamma_p = 1,2$);

$f_{cd} = f_{ck} / \gamma_c$ è la resistenza cilindrica del calcestruzzo all'atto della precompressione;

$c \leq 3$ è un fattore di sovraresistenza che dipende da:

il rapporto A_0/A_1 tra l'area caricata e quella circostante interessata;

la posizione dell'impronta caricata rispetto ai bordi della sezione;

le eventuali interferenze con aree interessate vicine.

Per i valori di c si può far utile riferimento al §6.7 della norma UNI EN1992-1-1.

A favore di sicurezza il fattore di sovra resistenza c viene considerato unitario.

VERIFICA A COMPRESSIONE CLS			
Classe di resistenza cls		C45/55	
Resistenza a compressione	fck=	45	Mpa
Resistenza a compressione cili	Rck=	55	Mpa
Larghezza trave	l=	500.00	mm
Altezza contatto piastra	lz=	850.00	mm
Area di contatto	Ac=	425000.00	mmq
Forza di compressione	Fz=	8004.62	Kn
Coeff di sicurezza	γ_p =	1.20	
Sforzi sul calcestruzzo	$\sigma_c = \gamma_p \cdot F_t / A_c$	18.83	MPa
Resistenza del cls	$f_{cd} = 0.85 f_{ck} / \gamma_p$	38.96	
Fattore di sovraresistenza	c=	1.00	
		VERIFICATO	

18.2 DEVIATORE

Come dice il nome stesso, il ruolo del deviatore è quello di deviare i cavi sui traversi in modo da seguire l'andamento del momento flettente. Nel caso specifico si hanno 2 deviatori posti prima dei due traversi laterali. I deviatori in oggetto sono composti dai seguenti elementi:

- 2 piastre ad L;
- Barre passanti M30 per il trasferimento delle forze di taglio;
- Barre passanti M24 di collegamento tra le piastre attraverso il traverso.

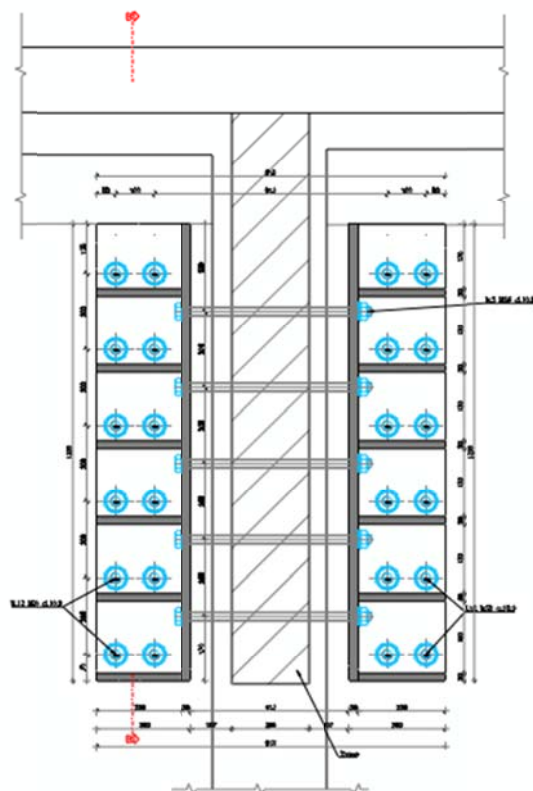


Figura 116 Deviatore per la trave continua su pila

Si riporta una tabella riassuntiva delle dimensioni di calcolo:

DIMENSIONAMENTO DEVIATORI			
Classe resistenza acciaio	$f_{yk} =$	355.00	Mpa
	$f_u =$	510.00	MPa
Coeff. Parziale di sciurezza M0	γ_{M0}	1.05	
Coeff. Parziale di sciurezza M1	γ_{M1}	1.05	
Coeff. Parziale di sciurezza M2	γ_{M2}	1.25	
Spessore piastra	$s_p =$	25.00	mm
Dimensione longitudinale	$l_x =$	225.00	mm
Dimensione verticale	$l_z =$	1200.00	mm
Area a taglio	$A_v =$	5625.00	mmq

Si verificano le distanze geometriche fissate:

PIASTRA DEVIATORE			
Spessore della piastra	t=	25	mm
Diametro dei bulloni	dn=	30	mm
Diametro del foro	d0=	31.5	mm
Distanza dall'estremità e1	min	37.8	mm
	max	140	mm
	effettivo	130	mm
Distanza dal bordo e2	min=	37.8	mm
	max=	140	mm
	effettivo	50	mm
Passo p1	min=	69.3	mm
	max=	200	mm
	effettivo	200	mm
Passo p2	min=	286	mm
	max=	200	mm
	effettivo	100	mm

Come già fatto in precedenza si calcolano le forze agenti nel punto di deviazione dei cavi. Ancora una volta, si assume, cautelativamente, un angolo di deviazione maggiore in modo da massimizzare la componente di taglio verticale. In direzione longitudinale la componente di forza è molto piccola, i cavi sono scorrevoli dunque si genera uno sforzo dato solo dall'angolo di curvatura.

Nel rispetto della sollecitazione di taglio:

FORZE DEVIATORE			
Numero di cavi	n=	2	
Forza totale di tesatura	F _{tot} =	4017.6	kN
Angolo d'ancoraggio	θ=	15	°
Componente longitudinale	F _x =	3880.704	kN
Componente verticale	F _z =	1039.831	kN

Si verifica innanzitutto la classe a cui appartiene il profilo.

CLASSIFICAZIONE DELLA SEZIONE			
Dimensione maggiore	h=	480.00	mm
Dimensione gamba L	b=	250.00	mm
Spessore	t=	25.00	mm
Rapporto	h/t=	10.00	
Classe C1	9ε=	7.32	
Classe C2	10ε=	8.14	
Classe C3	15ε=	12.20	
	b+h/(2t)=	14.60	
Classe risultante della sezione		C3	
TAGLIO PIASTRA			
Resistenza a taglio	V _{pl,Rd} =A _v (f _y /√3)/γ _{M0} =	1098.00	kN
Sfruttamento	V _{ed} /V _{Rd} =	0.95	OK

La forza di taglio è trasferita alla trave attraverso le barre passanti.

DIMENSIONAMENTO BULLONI per forza di taglio su deviatore			
Diametro bullone	dn=	30	mm
Classe del bullone		10.9	
Resistenza a snervamento	fy=	900	Mpa
Resistenza ultima a rottura	fu=	1000	Mpa
Area resistente	Ares=	561	mmq
Coeff sfruttamento	α_v =	0.5	
Resistenza taglio bullone	$F_v, R_d = \alpha_v A_{res} f_y / \gamma_{M2}$	224.4	kN
Numero di bulloni necessari	nb=	4.63	

Si prevedono dunque 5 barre passanti.

Infine si verifica che la compressione all'interfaccia tra barre e calcestruzzo sia tale da non portare alla rottura di quest'ultimo. La verifica viene condotta considerando il numero totale di barre passanti per i 4 cavi.

VERIFICA A COMPRESSIONE BARRA - CLS			
Classe di resistenza cls		C50/55	
Resistenza a compressione	fck=	45.00	Mpa
Resistenza a compressione cilindrica	Rck=	55.00	Mpa
Larghezza trave	l=	250.00	mm
Altezza della barra	l _b =	30.00	mm
Area di contatto	A _c =	7500.00	mmq
Forza di compressione	F _z =	224.40	Kn
Sforzi sul calcestruzzo	σ_c =	29.92	MPa
		VERIFICATO	

18.2.1 VERIFICA A RIFOLLAMENTO PIASTRA

Il controllo ha l'obiettivo di verificare che la piastra, nell'intorno del foro del bullone, non vada incontro a fenomeni di plasticizzazione localizzata.

VERIFICA A RIFOLLAMENTO				
Diametro del bullone		dn=	30	mm
Diametro del foro		d0=	31.5	mm
Classe bullone			10.9	
Resistenza a snervamento			900	Mpa
Resistenza ultima a rottura			1000	Mpa
Distanza dal bordo direz. Trasl. carico		e1=	130	mm
Distanza tra i bulloni direz trasf. Carico		p1=	200	mm
Distanza dal bordo direz ortogonale		e2=	50	mm
Distanza tra i bulloni direz trasf carico		p2=	0	mm
bulloni di estremità		αd =	1.3756614	
Bulloni interni		αd =	1.8664021	
Coeff. Bulloni estremità		αb =	1	
Coeff. Bulloni interni		αb =	1	
Coeff. K bulloni estremità		k1=	2.8	
Coeff. K bulloni interni		k1=	NON APPLICABILE	
Resistenza		$F_b, R_d = k_1 \alpha b f_u d t / Y_{M2}$	1178.6667	kN
Sfruttamento		$V_{ed} / F_b, R_d$	0.8822099	OK

18.2.2 VERIFICA A BLOCK TEARING

Oltre alla possibilità che la piastra si plasticizzi nell'intorno del foro, è fondamentale verificare che non vi sia rischio di strappo della piastra. Lo strappo può coinvolgere la sola porzione di bordo come una porzione più vasta comprensiva di più file di bulloni. A favore di sicurezza la verifica viene eseguita considerando le distanze minori.

VERIFICA BLOCK TEARING				
Lunghezza ort. Direz carico - trazione		e2=	50.00	mm
Spessore piastra		sp=	25.00	mm
Lunghezza in direz carico - taglio		e1=	130.00	mm
Lunghezza in direz carico - taglio		e1,2=	75.00	mm
Area netta a trazione		$A_{nt} = e_2 s$	1250.00	mmq
Area netta a taglio		$A_{nv} = e_2 s$	6500.00	mmq
Resistenza a tranciamento		$V_{eff,1,Rd}$	1778.80	kN
Sfruttamento			0.58	

19 TRAVE TAMPONE

Si riportano tutte le verifiche fatte sopra anche per la trave tampone. Il numero di trefoli e cavi per trave rimane invariato.

19.1 ANCORAGGIO IN TESTA

L'ancoraggio in testa della trave tampone si compone dei seguenti elementi:

- 1 piastra laterale ad L: piastra di ancoraggio per i cavi con ala di collegamento alla piastra di testa;
- 1 piastra di testa: piastra di trasferimento degli sforzi di compressione al cls;
- 1 piastra ad L: piastra di collegamento tra la piastra laterale all'intradosso della soletta;
- Bulloni M30 10.9: bulloni a taglio e trazione per il trasferimento degli sforzi sulla testa della trave;
- Barre passanti M24 10.9: barre di ancoraggio su piastra di contrasto posta all'estradosso della soletta.

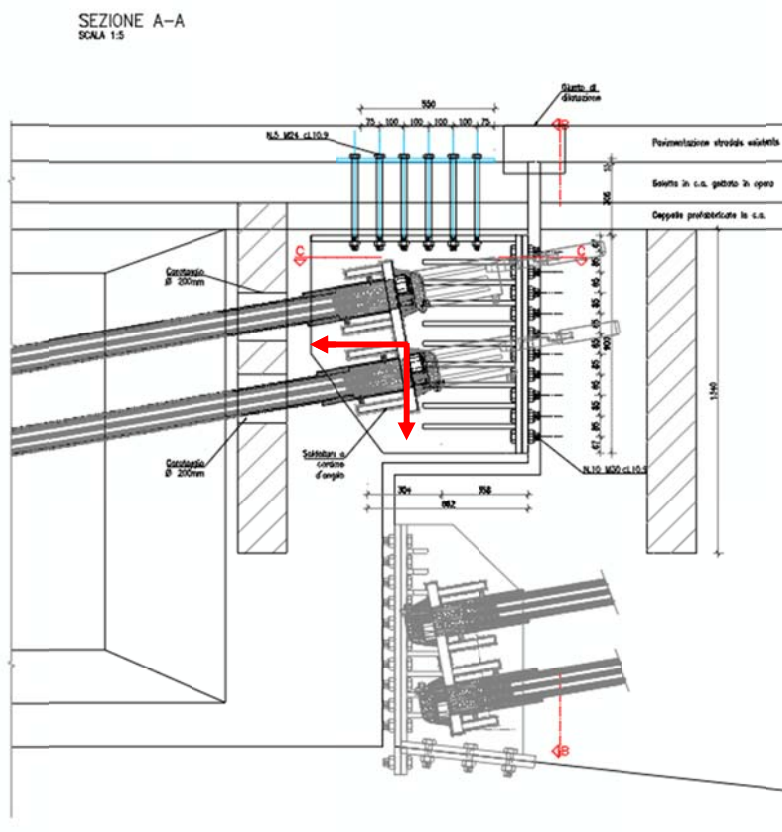


Figura 117 Ancoraggio di testa su trave tampone e componenti di forza

19.1.1 DIMENSIONAMENTO DELLE PIASTRE

Dimensionamento delle piastre

FORZE ANCORAGGIO			
Numero di cavi	n=	2	
Forza totale di tesatura	F _{tot} =	4017.6 kN	
Angolo d'ancoraggio	θ=	15 °	
Componente longitudinale	F _x =	3880.704 kN	
Componente verticale	F _z =	1039.831 kN	

Le caratteristiche sezionali sono:

CARATTERISTICHE SEZIONALI			
Classe resistenza acciaio	$f_{yk} =$	355	Mpa
	$f_u =$	510	MPa
Coeff. Parziale di sciurezza M0	γ_{M0}	1.05	
Coeff. Parziale di sciurezza M1	γ_{M1}	1.05	
Coeff. Parziale di sciurezza M2	γ_{M2}	1.25	
Spessore lastra	$s_p =$	25	mm
Dimensione verticale piastra	$l_z =$	900	mm
Dimensione long. Piastra	$l_x =$	573	mm
Area	$A =$	515700	mmq
Area spessore piastra	$A_{v,z} = s_p l_z =$	22500	mmq
Area spessore piastra	$A_{v,x} = s_p l_x =$	14325	mmq

Dunque la verifica della piastra risulta soddisfatta:

TAGLIO PIASTRA dir longitudinale			
Resistenza a taglio	$V_{pl,Rd} = A_v(f_y/\sqrt{3})/\gamma_{M0} =$	4391.986	kN
Sfruttamento	$V_{ed}/V_{Rd} =$	0.914757	OK

TAGLIO PIASTRA dir verticale			
Resistenza a taglio	$V_{pl,Rd} = A_v(f_y/\sqrt{3})/\gamma_{M0} =$	2796.231	kN
Sfruttamento	$V_{ed}/V_{Rd} =$	0.371869	OK

Data la geometria dell'insieme di ancoraggio, la piastra di testa è soggetta anche ad una componente flessionale data dal tiro dei cavi per il braccio pari a metà lunghezza della piastra stessa.

Nota: visto l'esiguo grado di sfruttamento della resistenza flessionale delle piastre di testa e laterale, si omette in questo caso la verifica delle piastre citate. La verifica è da ritenersi soddisfatta.

19.1.2 DIMENSIONAMENTO DELLA BULLONATURA

Si riporta la verifica a trazione dei bulloni di collegamento tra la piastra di testa e quella laterale:

VERIFICA A TRAZIONE BULLONI			
Diametro del bullone	$d_n =$	30	mm
Diametro del foro	$d_0 =$	31.5	mm
Classe bullone		10.9	
Resistenza a snervamento		900	Mpa
Resistenza ultima a rottura		1000	Mpa
Area resistente	$A_{res} =$	561	mmq
Resistenza singolo bullone	$F_t, R_d = k_2 f_{ub} A_s / \gamma_{M2}$	403.92	kN
Numero di bulloni necessari	$n_b =$	9.9465241	

E dunque la verifica per la componente tagliante sempre sugli stessi:

Infine si calcola il numero di barre necessarie per l'ancoraggio con piastra di contrasto all'estradosso della soletta della piastra laterale. Nel contributo di trazione sarà necessario considerare anche il peso dato dalle piastre e dai cavi.

VERIFICA A TRAZIONE BULLONI			
Forza di trazione tiratura	F=	1039.831	kN
Peso della carpenteria	P=	247.5	kN
Diametro del bullone	dn=	24	mm
Diametro del foro	d0=	25.5	mm
Classe bullone		10.9	
Resistenza a snervamento		900	Mpa
Resistenza ultima a rottura		1000	Mpa
Area resistente	Ares=	353	mmq
Resistenza singolo bullone	Ft,Rd=k2 fub As/ YM2	254.16	kN
Numero di bulloni necessari	nb=	5.065043	

19.1.3 VERIFICA A COMPRESSIONE CLS

VERIFICA A COMPRESSIONE CLS			
Classe di resistenza cls		C50/55	
Resistenza a compressione	fck=	45	Mpa
Resistenza a compressione cilindro	Rck=	55	Mpa
Larghezza trave	l=	500	mm
Lunghezza contatto piastra	lx=	900	mm
Area di contatto	Ac=	450000	mmq
Forza di compressione	Fz=	8035.2	Kn
Coeff. Di sicurezza	γp=	1.2	
Sforzi sul calcestruzzo	σc=γp Ft/Ac	17.856	MPa
Resistenza del cls	fcd=0.85fck/γp=	38.95833333	
Fattore di sovraresistenza	c=	1	
		VERIFICATO	

19.2 PIASTRA DI CONTRASTO SUPERIORE

Nel paragrafo che segue si verifica la piastra superiore di contrasto nel rispetto delle azioni emergenti. Tal piastra, infatti, sarà soggetta a flessione e taglio.

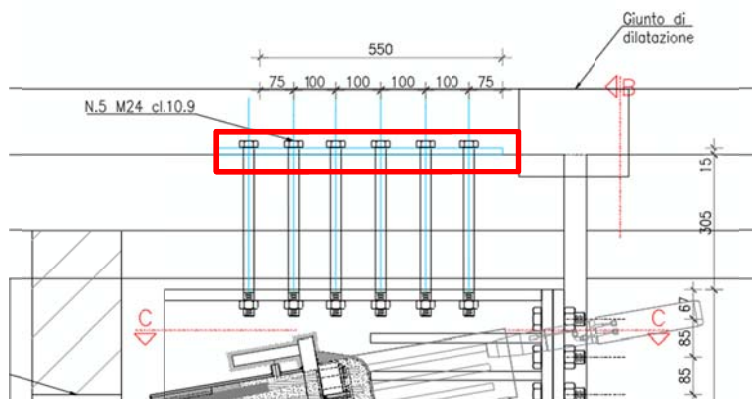


Figura 118 Piastra superiore di contrasto

VERIFICHE PIASTRA DI CONTRASTO SUPERIORE			
CARATTERISTICHE SEZIONALI			
Classe resistenza acciaio	$f_{yk} =$	355	Mpa
	$f_u =$	510	MPa
Coeff. Parziale di sciurezza M0	γ_{M0}	1.05	
Coeff. Parziale di sciurezza M1	γ_{M1}	1.05	
Coeff. Parziale di sciurezza M2	γ_{M2}	1.25	
Spessore lastra	$s_p =$	15	mm
Larghezza della piastra	$l_y =$	500	mm
Lunghezza piastra	$l_x =$	550	mm
Area	$A =$	275000	mmq
Area spessore piastra	$A_{v,z} = s_p l_z =$	8250	mmq
Area spessore piastra	$A_{v,x} = s_p l_x =$	8250	mmq
TAGLIO PIASTRA			
Resistenza a taglio	$V_{pl,Rd} = A_v (f_y / \sqrt{3}) / \gamma_{M0} =$	1610.395	kN
Sfruttamento	$V_{ed} / V_{Rd} =$	0.6457	OK

FLESSIONE DELLA PIASTRA			
Momento sollecitante	$M_{ed} =$	259.9578	kNm
Modulo elastico	$W_{el} = b h^2 / 6 =$	18750	mm ³
Momento resistente elastico	$M_{Rd,el} =$	6339.286	kN

Le verifiche risultano soddisfatte.

19.3 DEVIATORE

Nel caso della trave tampone il deviatore è formato da:

- 2 piastre laterali: piastre a cui sono saldati gli irrigidimenti che formano il canale di deviazione dei cavi;
- 1 piastra inferiore: piastra di confinamento al lembo inferiore della trave;
- Barre M24 passanti.

SEZIONE B-B
 SCALA 1:5

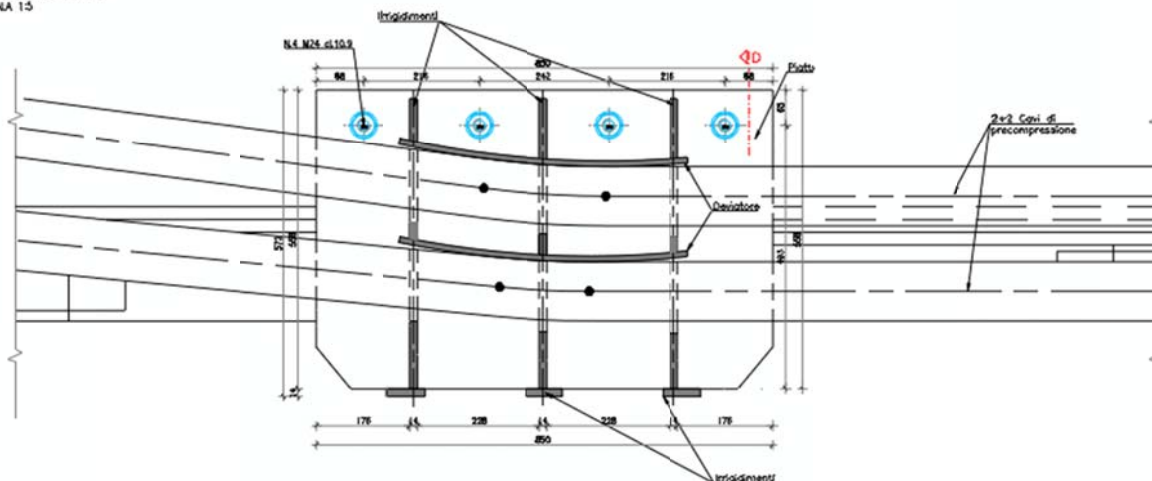


Figura 119 Deviatore per la trave tampone

Come accennato, nel caso dei deviatori, nonostante i cavi siano scorrevoli, nasce un piccolo contributo di forza longitudinale. Tale contributo viene calcolato in riferimento alla bisettrice dell'angolo individuato dall'intersezione delle rette su cui giacciono i cavi. Il raggio minimo per la deviazione dei cavi è di 2.7m e viene assunto come base di calcolo per le forze agenti.

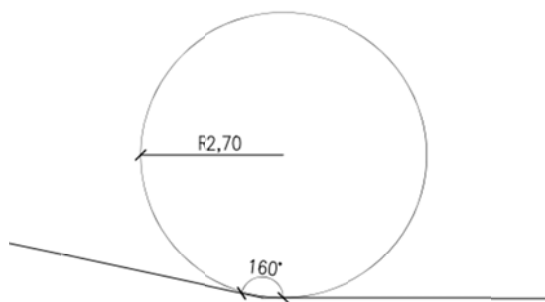


Figura 120 Raggio di curvatura minimo ed angolo di calcolo

FORZE DEVIATORE LUNGO BISETTRICE			
Numero di cavi	n=	2	
Forza totale di tesatura	Ftot=	4017.6 kN	
Angolo deviazione	θ =	160 °	
Bisettrice angolo deviazione	θ_{bis} =	80 °	
Forza deviazione	Fdev=	697.64892 kN	

Mentre le componenti di forza massimizzate rispetto l'azione verticale:

FORZE DEVIATORE			
Numero di cavi	n=	2	
Forza totale di tesatura	F _{tot} =	4017.6	kN
Angolo d'ancoraggio	θ=	15	°
Componente longitudinale	F _x =	3880.704	kN
Componente verticale	F _z =	1039.831	kN

Si calcola dunque il numero di bulloni necessari ad assorbire la componente verticale di taglio:

DIMENSIONAMENTO BULLONI A TAGLIO			
Diametro bullone	d _n =	30	mm
Classe del bullone		10.9	
Resistenza a snervare	f _y =	900	Mpa
Resistenza ultima a rottura	f _u =	1000	Mpa
Area resistente	A _{res} =	561	mmq
Coeff sfruttamento	α _v =	0.5	
Resistenza taglio bullone	F _v , R _d =α _v ·	224.4	kN
Numero di bulloni necessari	n _b =	4.63383	

Ed infine le barre passanti per evitare eventuali spostamenti davi dalla componente lungo la bisettrice del raggio di deviazione:

DIMENSIONAMENTO BULLONI per forza di taglio F_{dev}			
Diametro bullone	d _n =	24	mm
Classe del bullone		10.9	
Resistenza a snervamento	f _y =	900	Mpa
Resistenza ultima a rottura	f _u =	1000	Mpa
Area resistente	A _{res} =	353	mmq
Coeff sfruttamento	α _v =	0.5	
Resistenza taglio bullone	F _v , R _d =α _v A _{res} f _u /γ _{M2}	141.2	kN
Numero di bulloni necessari	n _b =	4.940856	

20 IMPALCATO CASSONE

Volendo mantenere inalterata la disposizione dei cavi anche per l'impalcato a cassone, si rende necessario creare delle aperture sulla soletta inferiore in modo tale da permettere il corretto posizionamento ed ancoraggio dei deviatori. Al fine dunque di permettere una buona movimentazione delle carpenterie e spazio di montaggio, si decide di creare un'apertura d'accesso per il personale operaio e due aperture più piccole sul martello della trave in modo da permettere la messa in opera della carpenteria del deviatore. Riassumendo dunque:

- 1 Apertura per passaggio di personale qualificato dimensioni 1.00mx1.00m
- 2 aperture a ridosso del martello della trave 1.00x0.50m

La verifica si effettua sulla sezione di cassone ridotta, epurata dunque dell'apertura. Si prende in considerazione la sezione maggiormente soggetta a momento, ovvero quella in corrispondenza del traverso più vicino alla mezzeria.

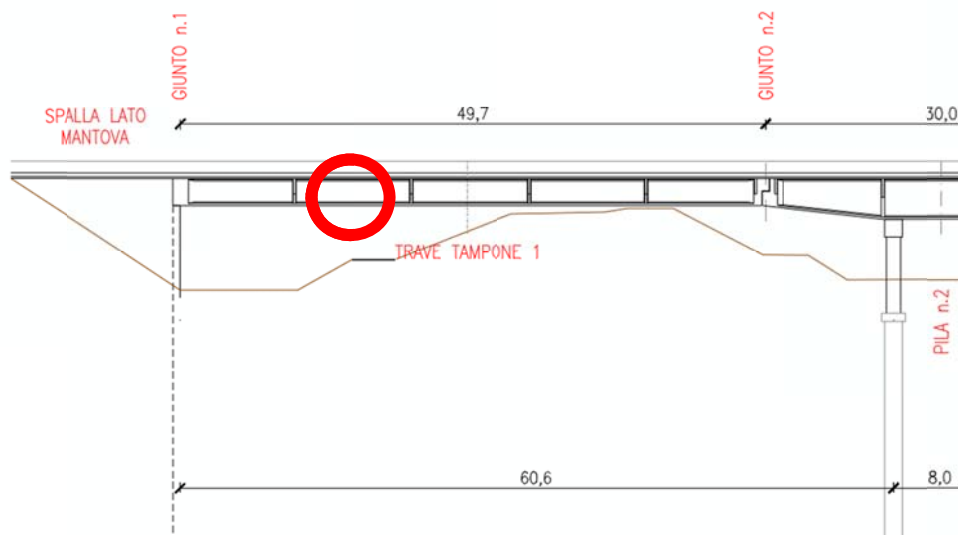


Figura 121 Particolare dell'impalcato a cassone e sezione di verifica

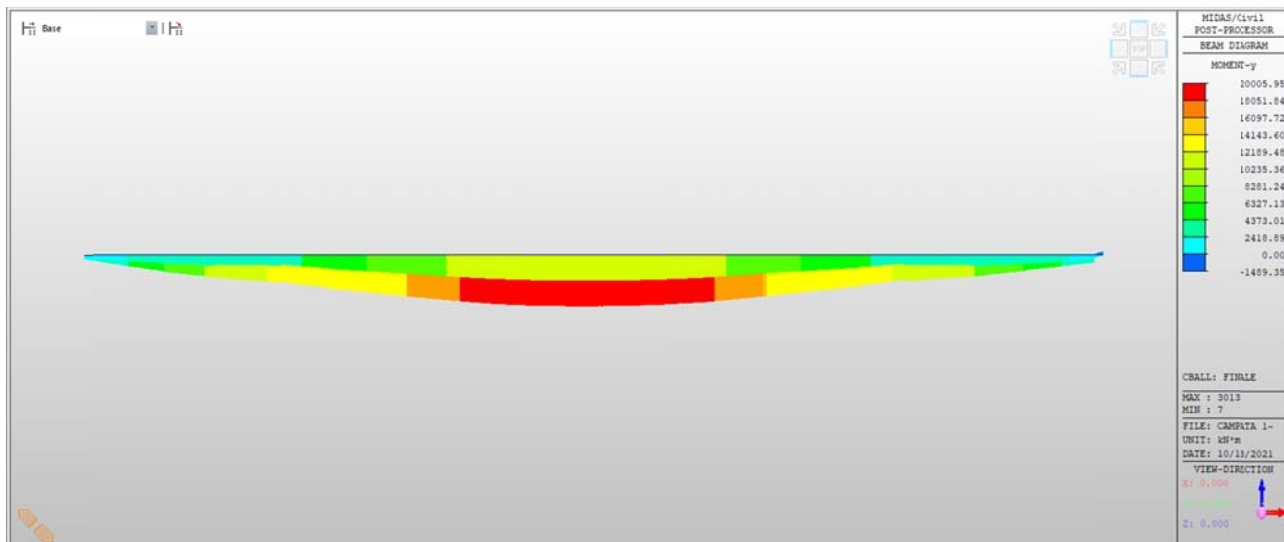


Figura 122 Diagramma di momento massimo per l'impalcato cassone

Le sollecitazioni agenti nella sezione del traverso sono:

$$M_{Ed} = 18044 \text{ kNm}$$

$$V_{Ed} = 1186 \text{ kN}$$

20.1 VERIFICA FLESSIONALE DELLA SEZIONE RIDOTTA

The screenshot shows a software interface for the design of a precast concrete beam section. The interface is divided into several panels:

- Titolo:** A field for the title of the document.
- N° Vertici:** A table with 6 rows and 3 columns (N°, x [cm], y [cm]).
- N° barre:** A table with 2 rows and 3 columns (N°, As [cm²], x [cm], y [cm]).
- Sollecitazioni:** Input fields for N (9296), M (0), and V (0).
- Materiali:** Selection of FeB44k and C45/55.
- Metodo di calcolo:** Selection of S.L.U. and Metodo n.
- Tipo Sezione:** Selection of Rettang. e Trapezi.
- Anatura Precompressione:** Selection of Trefolo.
- Calcoli:** Various calculated values for stress, strain, and deflection.
- Diagramma:** A diagram of the beam section showing the reinforcement layout.

Figura 123 Momento resistente della sezione ridotta

La verifica è quindi soddisfatta.

20.2 VERIFICA A TAGLIO

La verifica a taglio viene condotta secondo quanto fatto sopra, limitandosi dunque a considerare la sola area resistente dell'anima della trave. La verifica è dunque soddisfatta.

20.3 CALCOLO DEI RINFORZI

Una volta realizzate le aperture è necessario progettare e verificare delle carpenterie di rinforzo per evitare che si creino fenomeni di fessurazione al bordo del varco. Si assume, che tutta la sollecitazione agente venga assorbita dalle carpenterie metalliche, in modo da scaricare il cls ed evitare ogni possibilità di apertura di fessure.

Si considerano dunque i diagrammi di momento e taglio sulla faccia inferiore del cassone per la combinazione di carico finale comprensiva delle tensioni generate dalla precompressione esterna.

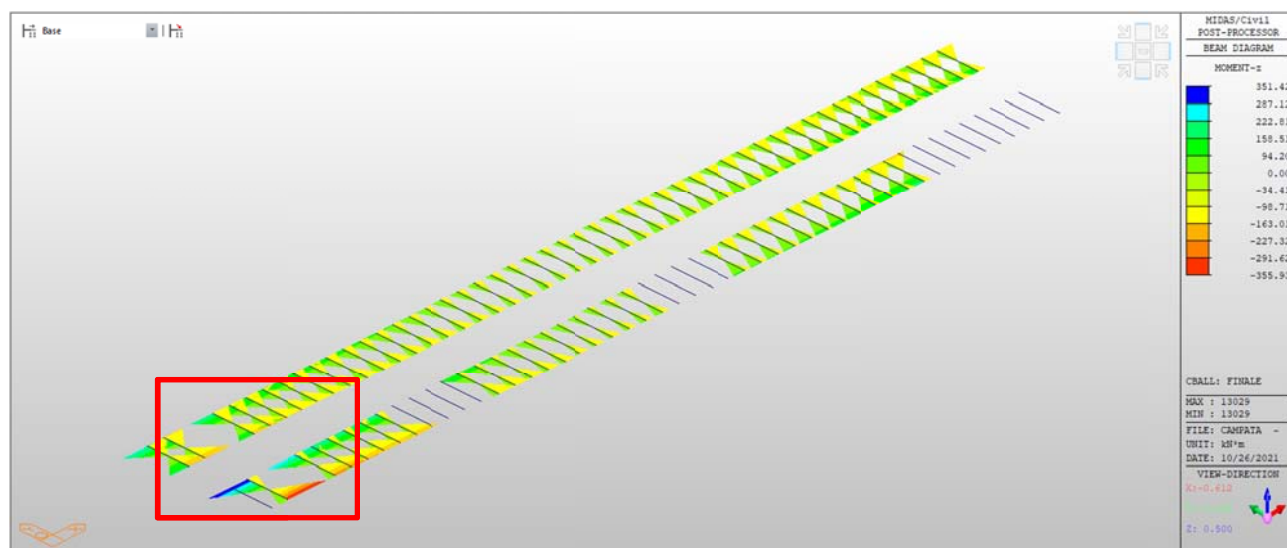


Figura 124 Diagramma di momento per la faccia inferiore del cassone con apertura d'accesso

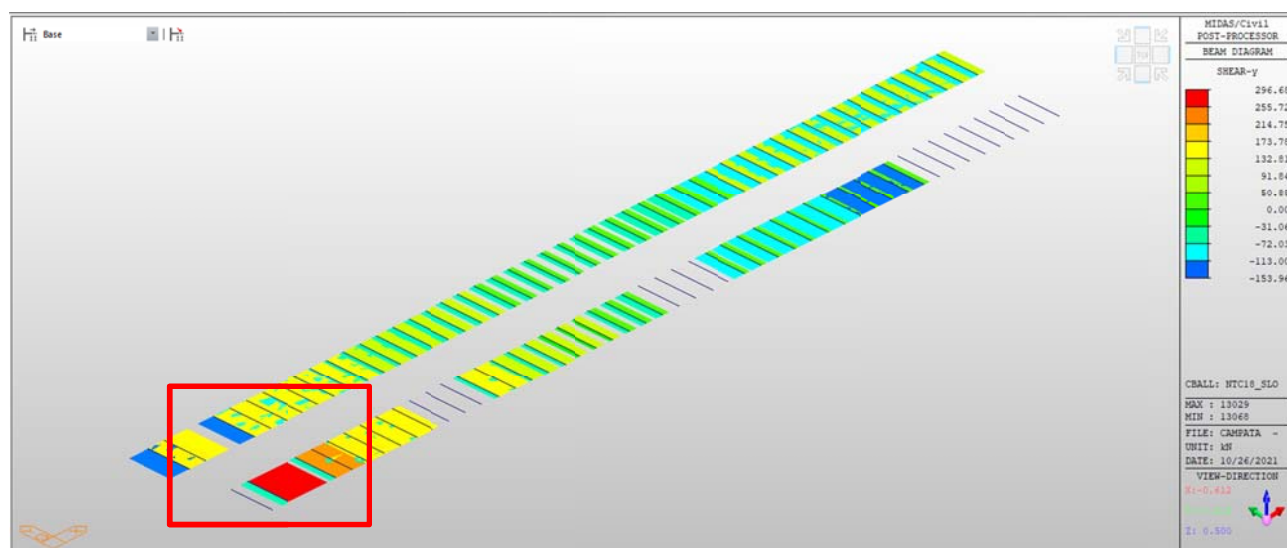


Figura 125 Diagramma di taglio per la faccia inferiore del cassone con apertura d'accesso

Si sceglie dunque di applicare dei piatti in acciaio inghisati al calcestruzzo. Si verifica dunque che lo spessore dei piatti sia sufficiente alla trasmissione degli sforzi. Si assume $s_p = 5\text{mm}$, una larghezza delle piastre pari a $l = 250\text{mm}$ ed una lunghezza di 1000mm .

La verifica a taglio Fz risulta:

$$V_{Rd} = A_v \cdot \frac{f_y}{\gamma_{M0}} = 250 \cdot 50 (355/\sqrt{3})/1.05 = 243.99\text{kN}$$

La verifica a taglio Fy (nel piano) risulta:

$$V_{Rd} = 1000 \cdot 50 (355/\sqrt{3})/1.05 = 1024.8\text{kN}$$

Mentre la verifica a flessione:

$$M_{Rd,el} = W_{el} \cdot \frac{f_y}{\gamma_{M0}} = 1041 \cdot \frac{355}{1.05} = 351.96\text{kNm}$$

Le verifiche sono soddisfatte.

21 VERIFICA DELLE SALDATURE

Le piastre laterali di ancoraggio delle teste dei cavi sono irrigidite con nervature saldate. È dunque necessario verificare le saldature nel rispetto delle forze emergenti dal tiraggio dei cavi. Poiché si prevedono saldature a cordone d'angolo su entrambi i lati degli irrigidenti, si procede alla verifica dell'elemento più sollecitato.

Si consideri dunque:

- Acciaio S355;
- Lunghezza di saldatura $L=200\text{mm}$
- Larghezza del cordone di saldatura $b=15\text{mm}$;
- Numero di cordoni di saldatura 2;
- Forza agente $F_w=1000\text{kN}$.

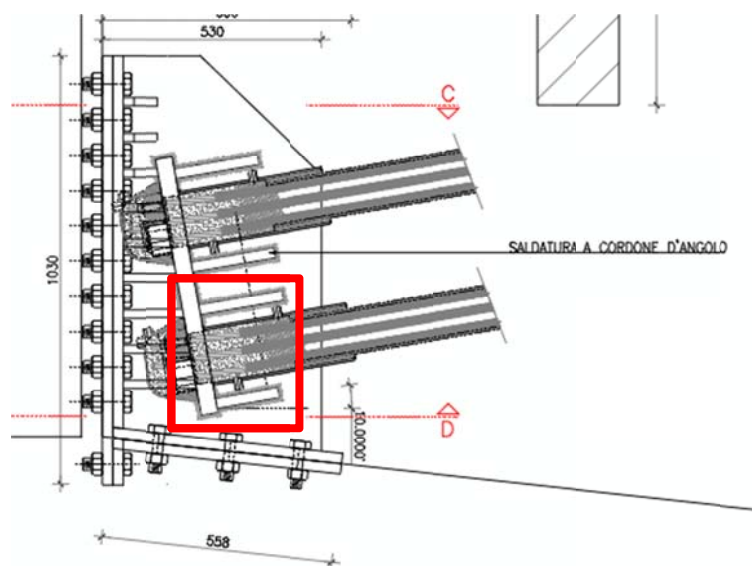


Figura 126 Particolare saldatura

La saldatura viene verificata sia con il metodo semplificato che con il metodo delle componenti.

Sollecitazioni	
N (N)	1
T _{II} (N)	2000000
T _⊥ (N)	1
M (Nmm)	1

Dati saldatura	
Acciaio	S355
b (mm)	15
l (mm)	200
n° cordoni	4
γ _{M2}	1.25
a (mm)	10.61

Verifica con formula 4.2.82

$$F_{w,Ed}/F_{w,Rd} \leq 1 \text{ con } F_{w,Rd} = a \cdot f_{tk} / (\sqrt{3} \cdot \beta \cdot \gamma_{M2})$$

β _w	0.9
f _{v,w,d} (N/mm ²)	261.732
F _{T/II} (N/mm)	2500.000
F _{T⊥} (N/mm)	0.001

F _{T TOT} (N/mm)	2500.000
F _{⊥ N} (N/mm)	0.001
F _{⊥ M} (N/mm)	0.000
F _{⊥ TOT} (N/mm)	0.001

F _{w,Ed} (N/mm)	2500.000
F _{w,Rd} (N/mm)	2776.088

S/R	OK
0.901	

Verifica con formula 4.2.84 e 4.2.85

$$\sqrt{(n_{\perp}^2 + t_{\perp}^2 + t_{II}^2)} \leq \beta_1 \cdot f_{yk}$$

$$|n_{\perp}| + |t_{\perp}| \leq \beta_2 \cdot f_{yk}$$

β ₁	0.7
β ₂	0.85
t _{II} (N/mm ²)	235.7023
t _⊥ (N/mm ²)	0.0001

n _{⊥ N} (N/mm ²)	0.0001
n _{⊥ M} (N/mm ²)	0.0000
n _⊥ (N/mm ²)	0.0001

√(n _⊥ ² + t _⊥ ² + t _{II} ²)	235.7023
β ₁ · f _{yk}	248.5000

S/R	OK
0.95	

n _⊥ + t _⊥	0.0002
β ₂ · f _{yk}	301.7500

S/R	OK
0.00	