

S.G.C. E78 GROSSETO - FANO

Tratto Selci Lama (E45) - S. Stefano di Gaifa.
Adeguamento a 2 corsie del tratto della Variante di Urbania

PROGETTO DEFINITIVO

ANAS - DIREZIONE PROGETTAZIONE E REALIZZAZIONE LAVORI

<p>COORDINATORE PER LA SICUREZZA IN FASE DI PROGETTAZIONE</p> <p><i>Ing. Giuseppe Resta</i></p> <p>Ordine Ingegneri Provincia di Roma n. 20629</p>	<p>I PROGETTISTI SPECIALISTICI</p> <p><i>Ing. Ambrogio Signorelli</i></p> <p>Ordine Ingegneri Provincia di Roma n. A35111</p> <p><i>Ing. Moreno Panfili</i></p> <p>Ordine Ingegneri Provincia di Perugia n. A2657</p> <p><i>Ing. Claudio Müller</i></p> <p>Ordine Ingegneri Provincia di Roma n. 15754</p> <p><i>Ing. Giuseppe Resta</i></p> <p>Ordine Ingegneri Provincia di Roma n. 20629</p>	<p>PROGETTAZIONE ATI: (Mandataria)</p> <p>GPI INGEGNERIA GESTIONE PROGETTI INGEGNERIA srl</p> <p>(Mandante)</p> <p>cooprogetti cocoprogetti</p> <p>(Mandante)</p> <p>engeko</p> <p>(Mandante)</p> <p>AIM Studio di Architettura e Ingegneria Moderna</p> <p>IL PROGETTISTA E RESPONSABILE DELL'INTEGRAZIONE DELLE PRESTAZIONI SPECIALISTICHE. (DPR207/10 ART 15 COMMA 2):</p> <p><i>Dott. Ing. GIORGIO GUIDUCCI</i> ORDINE INGEGNERI ROMA N° 14035</p>
<p>IL GEOLOGO</p> <p><i>Dott. Geol. Salvatore Marino</i></p> <p>Ordine dei geologi della Regione Lazio n. 1069</p>		
<p>VISTO: IL RESP. DEL PROCEDIMENTO</p> <p><i>Ing. Vincenzo Catone</i></p>		
<p>VISTO: IL RESP. DEL PROGETTO</p> <p><i>Arch. Pianif. Marco Colazza</i></p>		

OPERE D'ARTE MAGGIORI

VIADOTTI E PONTI

Ponte alla progr. Km 0+495,80

Relazione tecnica e di calcolo

CODICE PROGETTO			NOME FILE	REVISIONE	SCALA
PROGETTO	LIV.PROG.	ANNO	T00VI01STRRE01_B		
DPAN247	D	22	CODICE ELAB. T00VI01STRRE01	B	-
D					
C					
B	Rev. Ist.U.0039705 24/01/22 e Ist.U.0057794 01/02/22	Feb.'22	Sigmund	Muller	Guiducci
A	Emissione	Ottobre '21	Sigmund	Muller	Guiducci
REV.	DESCRIZIONE	DATA	REDATTO	VERIFICATO	APPROVATO

INDICE

<u>1</u>	<u>PREMESSA.....</u>	<u>4</u>
<u>2</u>	<u>NORMATIVE DI RIFERIMENTO.....</u>	<u>7</u>
<u>3</u>	<u>DURABILITÀ, COPRIFERRI E RESISTENZE MATERIALI.....</u>	<u>9</u>
3.1	GENERALITÀ E CONDIZIONI AMBIANTALI	9
3.2	REQUISITI DI DURABILITÀ	11
3.3	COPRIFERRI	11
3.1.1.	<i>Pali di fondazione.....</i>	13
3.1.1.	<i>Platea spalle</i>	13
3.1.2.	<i>Elevazione spalle</i>	14
3.1.3.	<i>Baggioli, apparecchi di appoggio.....</i>	14
3.4	RESISTENZE E DEFORMAZIONI CALCESTRUZZI.....	15
3.4.1	<i>Caratteristiche di resistenza e deformazione calcestruzzi</i>	15
3.4.2	<i>Caratteristiche di resistenza e deformazione calcestruzzi</i>	16
3.4.3	<i>Caratteristiche di resistenza e deformazione calcestruzzi</i>	17
3.4.4	<i>Caratteristiche di resistenza e deformazione calcestruzzi</i>	17
3.5	RESISTENZA ACCIAIO PER C.A. E CARPENTERIA METALLICA.....	18
3.5.1	<i>Barre, tondini e reti.....</i>	18
3.5.2	<i>Trefoli.....</i>	18
<u>4</u>	<u>VITA NOMINALE E VITA DI RIFERIMENTO DELLE OPERE.....</u>	<u>19</u>
4.1	CLASSE D'USO, VITA NOMINALE E VITA DI RIFERIMENTO	19
4.2	PARAMETRI SISMICI BASE	19
4.2.1	<i>Coordinate geodetiche di riferimento.....</i>	19
4.2.2	<i>Parametri sismici (su sito di riferimento rigido orizzontale)</i>	19
4.2.3	<i>Parametri sismici del terreno.....</i>	20
4.2.4	<i>Stato limite SLD</i>	20
4.2.5	<i>Stato limite SLV.....</i>	21
<u>5</u>	<u>ANALISI DEI CARICHI.....</u>	<u>21</u>
5.1	AZIONI PERMANENTI.....	21
5.1.1	<i>Peso proprio.....</i>	21
5.1.2	<i>Peso pavimentazione e barriere.....</i>	21
5.2	DISTORSIONI E DEFORMAZIONI IMPRESSE	22
5.2.1	<i>Precompressione</i>	22
5.2.2	<i>Effetti reologici: ritiro e viscosità</i>	23

PROGETTAZIONE ATI:

5.3	AZIONI VARIABILI DA TRAFFICO.....	24
6.2.	AZIONE DI FRENAMENTO.....	27
6.3.	AZIONE DEL VENTO	27
5.4	AZIONE CENTRIFUGA.....	29
5.5	AZIONE TERMICA	29
6	<u>CRITERI DI CALCOLO ADOTTATI.....</u>	31
6.1	ANALISI GLOBALE ELASTICA.....	31
6.2	COMBINAZIONI DI CARICO	31
7	<u>MODELLO DI CALCOLO</u>	33
7.1	DISCRETIZZAZIONE DELLA STRUTTURA	33
7.1.1	<i>Vincoli</i>	35
7.1.2	<i>Carichi.....</i>	35
7.2	CARATTERISTICHE STATICHE DELLE SEZIONI.....	38
7.3	ANALISI GLOBALE E CALCOLO DELLE SOLLECITAZIONI	40
7.4	ANALISI SISMICA	59
7.5	VALIDAZIONE MODELLO	65
8	<u>VERIFICHE IMPALCATO.....</u>	66
8.1	VERIFICHE SLU TRAVI.....	66
8.1.1	<i>Verifiche a momento flettente travi</i>	66
8.1.2	<i>Verifiche a taglio travi.....</i>	67
8.1.3	<i>Verifiche a torsione travi.....</i>	70
8.2	VERICHE SLE TRAVI	74
8.2.1	<i>Tensioni iniziali nel calcestruzzo</i>	74
8.2.2	<i>Tensione massima di compressione nel calcestruzzo</i>	77
8.2.3	<i>Stato limite di fessurazione</i>	79
8.2.4	<i>Tensione massima nell'acciaio da precompressione</i>	80
8.2.5	<i>Stato limite di deformazione</i>	81
8.3	VERIFICHE SLU TRAVERSI.....	82
8.3.1	<i>Verifiche a momento flettente traversi di testata</i>	82
8.3.2	<i>Verifiche a taglio traversi di testata.....</i>	83
8.3.3	<i>Verifiche a torsione</i>	83
8.3.4	<i>Verifica sollevamento impalcato</i>	85
8.4	VERIFICHE SLE TRAVERSI.....	88
8.4.1	<i>Stato limite di limitazione delle tensioni</i>	88
8.4.2	<i>Stato limite di fessurazione</i>	90

PROGETTAZIONE ATI:

8.5	VERIFICHE SLU SOLETTA	94
8.6	VERIFICHE SLE SOLETTA	102
8.6.1	<i>Stato limite di limitazione delle tensioni</i>	102
8.6.2	<i>Stato limite di fessurazione</i>	106
8.7	VERIFICA DEL CORDOLO	111
8.8	VERIFICA RITEGNO SISMICO	115
9	<u>APPOGGI E GIUNTI</u>	118
9.1	APPOGGI.....	118
9.2	GIUNTI	118
10	<u>VERIFICHE STRUTTURALI DI SPALLE E FONDAZIONI</u>	118
10.1	SOLLECITAZIONI SCARICATE SU APPOGGI	118
10.2	GEOMETRIA SPALLA	119
10.3	DATI GEOTECNICI E SISMICI DEI TERRENI	120
10.4	DISTRIBUZIONE MASSE ELEMENTI SPALLA	120
10.5	DISTRIBUZIONE INERZIE SISMICHE	121
10.6	SOLLECITAZIONI SCARICATE DALL' IMPALCATO	122
10.7	SCHEMA E DISPOSIZIONE DEI PALI	123
10.8	VERIFICA PALI.....	125
10.9	VERIFICA SBALZO MENSOLA TOZZA (SPALLA)	127
10.9.1	<i>Modello di calcolo adottato</i>	127
10.9.2	<i>Geometria dell'unghia della soletta di fondazione</i>	127
10.9.3	<i>Schemi e modelli di calcolo secondo NTC2018 e UNI EN 1992-1-1:2005</i>	127
10.9.4	<i>Caratteristiche di progetto</i>	128
10.9.5	<i>Caratteristiche del materiale calcestruzzo</i>	128
10.9.6	<i>Schema di calcolo, adattato dal modello "Struct and Ties"</i>	128
10.9.7	<i>Braccio di leva a flessione (modello "tirante-puntone")</i>	129
10.10	VERIFICA ELEMENTO PARAGHIAIA.....	131
10.10.1	<i>Modello di calcolo</i>	131
10.10.2	<i>Dati e sollecitazioni di carico</i>	131
10.10.3	<i>Verifica armature verticali, verifica a taglio</i>	133
10.11	VERIFICA ELEMENTI MURI DI RISVOLTO	140
10.11.1	<i>Modello di calcolo adottato</i>	140
10.11.2	<i>Dati geometrici e di carico</i>	140
10.11.3	<i>Verifiche strutturali: armature e resistenza a taglio</i>	142

1 PREMESSA

La presente relazione riguarda il calcolo delle strutture relative adeguamento a 2 corsie del tratto della variante di Urbania.

L'opera è formata da un impalcato a travata isostatico, con luce di calcolo pari a 30 m, formato da 5 travi prefabbricate a fili aderenti. Le travi sono collegate tra loro in prossimità degli appoggi dai traversi di testata in cemento armato ordinario.

Le travi hanno altezza pari a 1.60, accostate ad interasse di 2.50. Le travi saranno solidarizzate alla soletta di nuova realizzazione di spessore 25 cm.

Le spalle, di altezza complessiva pari a 4.66 m, verranno fondate su 27 medio pali con diametro 450mm.

Nelle seguenti immagini si riportano le principali geometrie delle strutture.

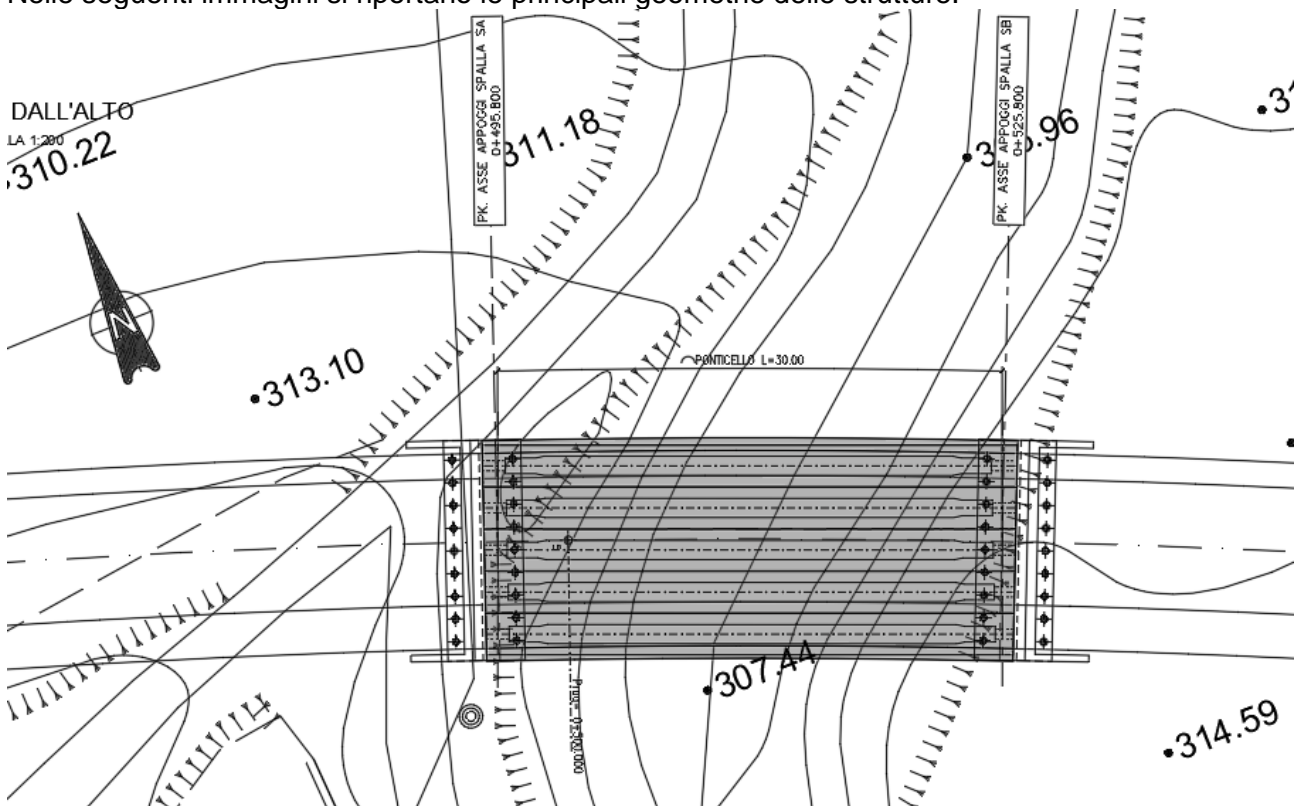


Figura 1: Vista in pianta

PROGETTAZIONE ATI:

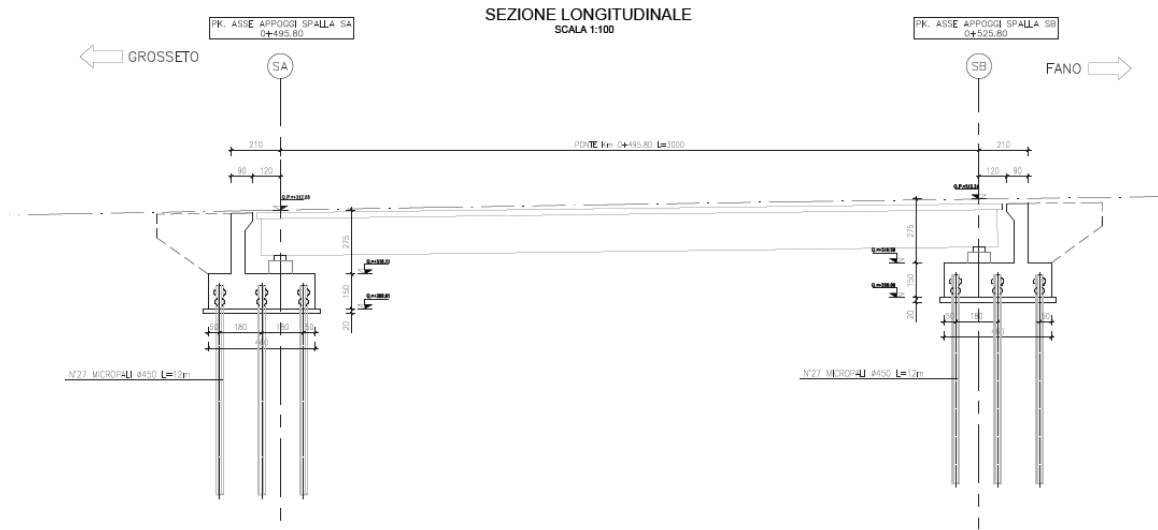


Figura 2: Profilo longitudinale

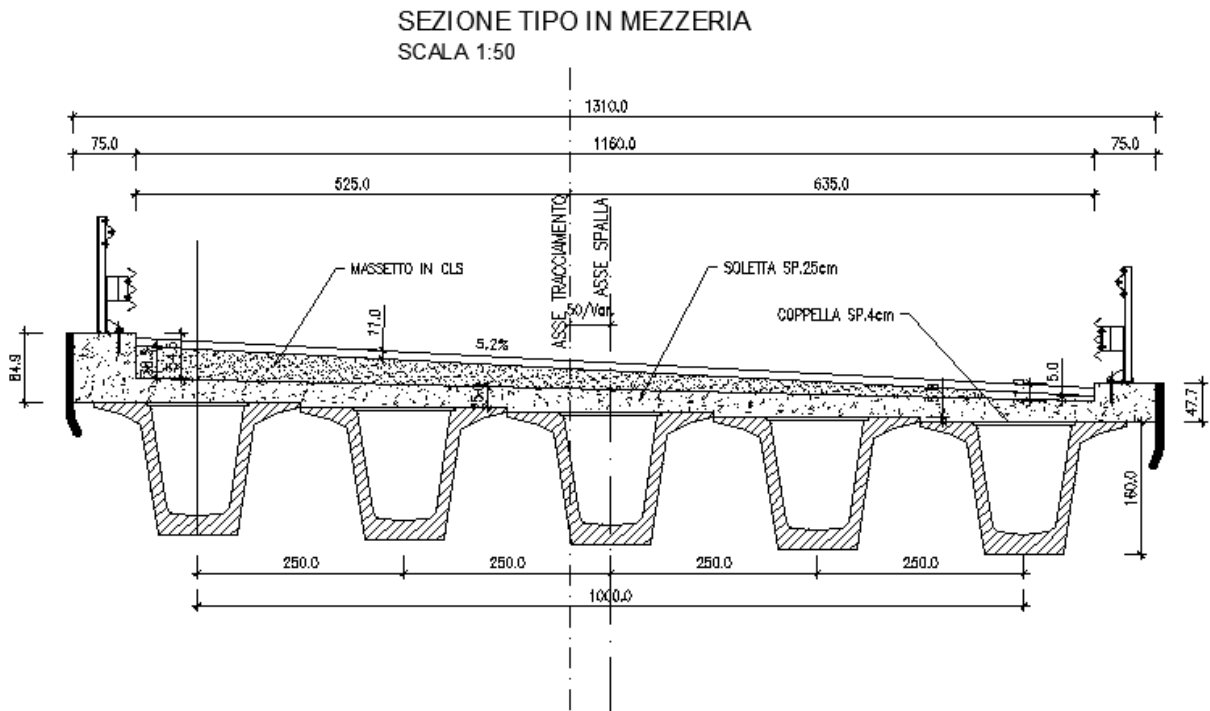


Figura 3: sezione tipo

PROGETTAZIONE ATI:

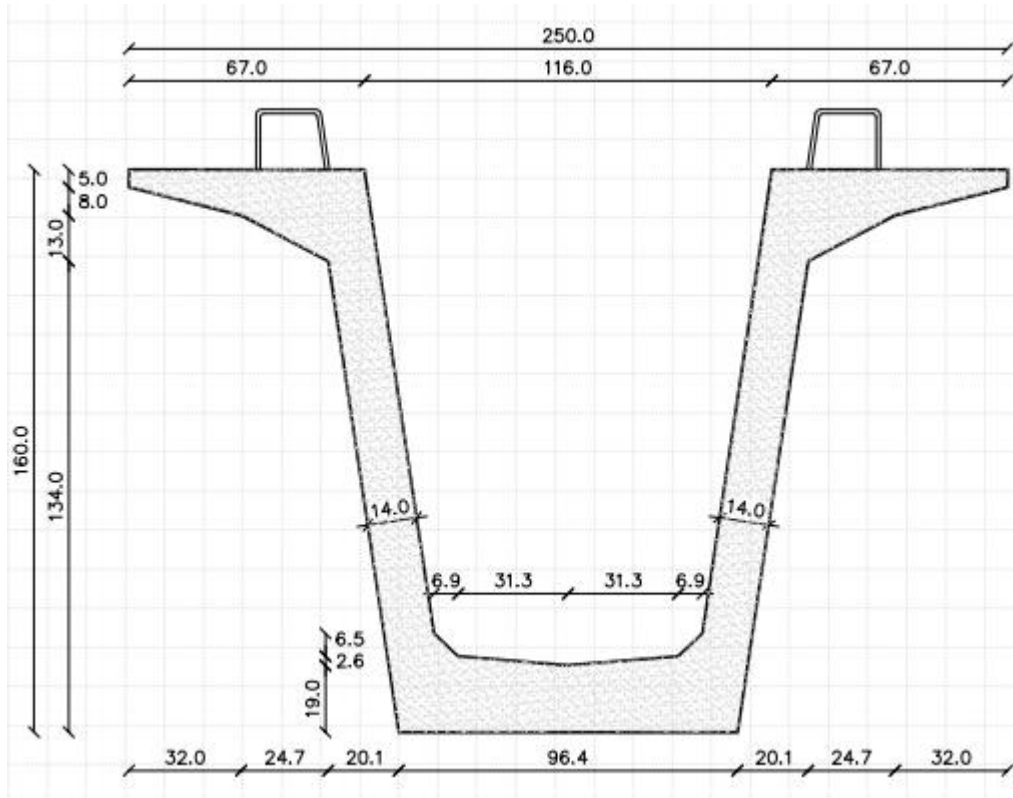


Figura 4: Particolare trave prefabbricata

PROGETTAZIONE ATI:

2 **NORMATIVE DI RIFERIMENTO**

Legge 5 novembre 1971 n. 1086 - Norme per la disciplina delle opere in conglomerato cementizio armato, normale e precompresso ed a struttura metallica

Circ. Min. LL.PP.14 Febbraio 1974, n. 11951 – Applicazione della L. 5 novembre 1971, n. 1086

Legge 2 febbraio 1974 n. 64, recante provvedimenti per le costruzioni con particolari prescrizioni per le zone sismiche

D. M. 17/01/2018 – Aggiornamento alle Norme tecniche per le costruzioni

Circolare C.S.LL.PP. 21/01/2019, n.7 - Istruzioni per l'applicazione delle Nuove norme tecniche per le costruzioni» di cui al D.M. 17/01/2018.

D. M. Min. II. TT. del 14 gennaio 2008 – Norme tecniche per le costruzioni

Circolare 2 febbraio 2009, n. 617 – Istruzioni per l'applicazione delle “Nuove norme tecniche per le costruzioni” di cui al D.M. 14 gennaio 2008

Linee guida sul calcestruzzo strutturale - Presidenza del Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici – Servizio Tecnico Centrale.

UNI EN 1990:2006 13/04/2006 Eurocodice 0 - Criteri generali di progettazione strutturale

UNI EN 1991-1-1:2004 01/08/2004 Eurocodice 1 - Azioni sulle strutture - Parte 1-1: Azioni in generale - Pesì per unità di volume, pesì propri e sovraccarichi per gli edifici

UNI EN 1991-1-2:2004 01/10/2004 Eurocodice 1 - Azioni sulle strutture - Parte 1-2: Azioni in generale - Azioni sulle strutture esposte al fuoco

EC 1-2010 UNI EN 1991-1-2:2004 - Eurocodice 1 - Azioni sulle strutture - Parte 1-2: Azioni in generale - Azioni sulle strutture esposte al fuoco

UNI EN 1991-1-3:2015 Eurocodice 1 - Azioni sulle strutture - Parte 1-3: Azioni in generale - Carichi da neve

UNI EN 1991-1-4:2010 Eurocodice 1 - Azioni sulle strutture - Parte 1-4: Azioni in generale - Azioni del vento

UNI EN 1991-1-5:2004 01/10/2004 Eurocodice 1 - Azioni sulle strutture - Parte 1-5: Azioni in generale - Azioni termiche

EC 2-2013 UNI EN 1991-1-6:2005 - Azioni sulle strutture - Parte 1-6: Azioni in generale - Azioni durante la costruzione

UNI EN 1991-1-7:2006 05/12/2006 Eurocodice 1 - Azioni sulle strutture - Parte 1-7: Azioni in generale - Azioni eccezionali

UNI EN 1991-2:2005 01/03/2005 Eurocodice 1 - Azioni sulle strutture - Parte 2: Carichi da traffico sui ponti

UNI EN 1991-1-7:2014 - Eurocodice 1 - Azioni sulle strutture - Parte 1-7: Azioni in generale - Azioni eccezionali

UNI EN 1992-1-1:2005 24/11/2005 Eurocodice 2 - Progettazione delle strutture di calcestruzzo - Parte 1-1: Regole generali e regole per gli edifici

UNI EN 1992-1-2:2005 01/04/2005 Eurocodice 2 - Progettazione delle strutture di calcestruzzo - Parte 1-2: Regole generali - Progettazione strutturale contro l'incendio

UNI EN 1992-2:2006 26/01/2006 Eurocodice 2 - Progettazione delle strutture di calcestruzzo - Parte 2: Ponti di calcestruzzo - Progettazione e dettagli costruttivi

UNI EN 1993-1-1:2005 01/08/2005 Eurocodice 3 - Progettazione delle strutture di acciaio - Parte 1- 1: Regole generali e regole per gli edifici

UNI EN 1993-1-2:2005 01/07/2005 Eurocodice 3 - Progettazione delle strutture di acciaio - Parte 1- 2: Regole generali - Progettazione strutturale contro l'incendio

UNI EN 1993-1-4:2021 - Eurocodice 3 - Progettazione delle strutture di acciaio - Parte 1-4: Regole generali - Regole supplementari per acciai inossidabili

UNI EN 1993-1-5:2019 - Eurocodice 3 - Progettazione delle strutture di acciaio - Parte 1-5: Elementi strutturali a lastra

PROGETTAZIONE ATI:

UNI EN 1993-1-7:2007 - Eurocodice 3 - Progettazione delle strutture di acciaio - Parte 1-7: Strutture a lastra ortotropa caricate al di fuori del piano

EC 1-2009 UNI EN 1993-1-7:2007 - Eurocodice 3 - Progettazione delle strutture di acciaio - Parte 1-7: Strutture a lastra ortotropa caricate al di fuori del piano

UNI EN 1993-1-6:2017 - Eurocodice 3 - Progettazione delle strutture di acciaio - Parte 1-6: Resistenza e stabilità delle strutture a guscio

UNI EN 1993-1-8:2005 01/08/2005 Eurocodice 3 - Progettazione delle strutture di acciaio - Parte 1- 8: Progettazione dei collegamenti

UNI EN 1993-1-9:2005 01/08/2005 Eurocodice 3 - Progettazione delle strutture di acciaio - Parte 1- 9: Fatica

UNI EN 1993-2:2007 25/01/2007 Eurocodice 3 - Progettazione delle strutture di acciaio – Parte 2: Ponti di acciaio

UNI ENV 1993-5:2007 Eurocodice 3 - Progettazione delle strutture di acciaio - Parte 5: Pali e palancole

UNI EN 1993-1-8:2005 - Eurocodice 3 - Progettazione delle strutture di acciaio - Parte 1-8: Progettazione dei collegamenti

UNI EN 1993-1-8:2005 - Eurocodice 3 - Progettazione delle strutture di acciaio - Parte 1-8: Progettazione dei collegamenti

EC 1-2007 UNI EN 1993-1-8:2005 - Eurocodice 3 - Progettazione delle strutture di acciaio - Parte 1-8: Progettazione dei collegamenti

EC 2-2010 UNI EN 1993-1-8:2005 - Eurocodice 3 - Progettazione delle strutture di acciaio - Parte 1-8: Progettazione dei collegamenti

UNI EN 1993-1-11:2007 - Eurocodice 3 - Progettazione delle strutture di acciaio - Parte 1-11: Progettazione di strutture con elementi tesi

UNI EN 1993-1-5:2019 - Eurocodice 3 - Progettazione delle strutture di acciaio - Parte 1-5: Elementi strutturali a lastra

UNI EN 1993-1-2:2005 - Eurocodice 3 - Progettazione delle strutture di acciaio - Parte 1-2: Regole generali - Progettazione strutturale contro l'incendio

EC 2-2011 UNI EN 1993-1-2:2005 - Eurocodice 3 - Progettazione delle strutture di acciaio - Parte 1-2: Regole generali - Progettazione strutturale contro l'incendio

EC 1-2007 UNI EN 1993-1-2:2005 - Eurocodice 3 - Progettazione delle strutture di acciaio - Parte 1-2: Regole generali - Progettazione strutturale contro l'incendio

UNI EN 1994-1-1:2005 01/03/2005 Eurocodice 4 - Progettazione delle strutture composte acciaio calcestruzzo - Parte 1-1: Regole generali e regole per gli edifici

UNI EN 1994-1-1:2005 - Eurocodice 4 - Progettazione delle strutture composte acciaio-calcestruzzo - Parte 1-1: Regole generali e regole per gli edifici

UNI EN 1994-1-2:2014 Eurocodice 4 - Progettazione delle strutture composte acciaio calcestruzzo - Parte 1-2: Regole generali - Progettazione strutturale contro l'incendio

UNI EN 1994-2:2006 12/01/2006 Eurocodice 4 - Progettazione delle strutture composte acciaio calcestruzzo - Parte 2: Regole generali e regole per i ponti

UNI EN 1997-1:2005 01/02/2005 Eurocodice 7 - Progettazione geotecnica - Parte 1: Regole generali

UNI EN 1998-1:2005 01/03/2005 Eurocodice 8 - Progettazione delle strutture per la resistenza sismica - Parte 1: Regole generali, azioni sismiche e regole per gli edifici

UNI EN 1998-2:2006 09/02/2006 Eurocodice 8 - Progettazione delle strutture per la resistenza sismica - Parte 2: Ponti

UNI EN 1998-5:2005 01/01/2005 Eurocodice 8 - Progettazione delle strutture per la resistenza sismica - Parte 5: Fondazioni, strutture di contenimento ed aspetti geotecnici.

Annessi nazionali degli eurocodici approvati nel 2011.

PROGETTAZIONE ATI:

3 DURABILITÀ, COPRIFERRI E RESISTENZE MATERIALI

3.1 GENERALITÀ E CONDIZIONI AMBIANTALI

Si progetteranno strutture ed elementi strutturali tali da soddisfare i requisiti di attitudine al servizio, resistenza e stabilità durante la relativa vita utile di progetto (**50 anni**), senza presentare perdite significative di funzionalità né richiedere manutenzione straordinaria eccessiva (per i requisiti generali dovendo fare riferimento alla EN 1990).

La protezione richiesta per le strutture (e le relative parti sotto-strutturali) è stata stabilita considerandone l'utilizzo previsto, la vita utile di progetto (rif. EN 1990), il programma di manutenzione e le azioni.

È stata presa in considerazione l'eventuale importanza delle azioni dirette e indirette, delle condizioni ambientali (4.2) e degli effetti che ne risultano. Le condizioni di esposizione sono le condizioni chimiche e fisiche alle quali la struttura sono esposte, in aggiunta alle azioni meccaniche.

Denominazione della classe	Descrizione dell'ambiente	Esempi informativi di situazioni a cui possono applicarsi le classi di esposizione
1 Nessun rischio di corrosione o di attacco		
X0	Calcestruzzo privo di armatura o inserti metallici: tutte le esposizioni eccetto dove c'è gelo/disgelo, abrasione o attacco chimico. Calcestruzzo con armatura o inserti metallici: molto asciutto.	Calcestruzzo all'interno di edifici con umidità dell'aria molto bassa
2 Corrosione indotta da carbonatazione		
XC1	Asciutto o permanentemente bagnato	Calcestruzzo all'interno di edifici con bassa umidità relativa Calcestruzzo costantemente immerso in acqua
XC2	Bagnato, raramente asciutto	Superfici di calcestruzzo a contatto con acqua per lungo tempo Molte fondazioni
XC3	Umidità moderata	Calcestruzzo all'interno di edifici con umidità dell'aria moderata oppure elevata Calcestruzzo esposto all'esterno protetto dalla pioggia
XC4	Ciclicamente bagnato e asciutto	Superfici di calcestruzzo soggette al contatto con acqua, non nella classe di esposizione XC2
3 Corrosione indotta da cloruri		
XD1	Umidità moderata	Superfici di calcestruzzo esposte ad atmosfera salina
XD2	Bagnato, raramente asciutto	Piscine Calcestruzzo esposto ad acque industriali contenenti cloruri
XD3	Ciclicamente bagnato e asciutto	Parti di ponti esposte a spruzzi contenenti cloruri Pavimentazioni Pavimentazioni di parcheggi

(continua)

Classi di esposizione in relazione alle condizioni ambientali, in conformità alla EN 206-1 (prospetto 4.1, estratto da norma UNI, parte I).

Le condizioni ambientali sono classificate secondo il prospetto 4.1, basato sulla EN 206-1 (qui, per comodità di lettura, riproposto separatamente in due tabelle: parte I e parte II).

In aggiunta alle condizioni del prospetto 4.1, si raccomanda di considerare alcune forme particolari di azioni aggressive o indirette, incluse:

- attacco chimico, dovuto per esempio a:
 - soluzioni di acidi o solfati (EN 206-1, ISO 9690),
 - cloruri contenuti nel calcestruzzo (EN 206-1),
 - reazioni alcali-aggregati (EN 206-1, norme nazionali)
- attacco fisico, dovuto per esempio a:

PROGETTAZIONE ATI:

- variazioni di temperatura,
- abrasione [vedere punto 4.4.1.2 (13) della EN 1992-1-1],
- penetrazione di acqua (EN 206-1).

Nota: la composizione del calcestruzzo influenza sia la protezione delle armature, sia la resistenza del calcestruzzo agli attacchi. L'appendice E (nella UNI EN 1992-1-1) fornisce classi di resistenza indicative per le diverse classi d'esposizione. Questo può portare a scegliere delle classi di resistenza superiori a quelle richieste dal calcolo strutturale.

(segue dalla pagina precedente)

4 Corrosione indotta da cloruri presenti nell'acqua di mare		
XS1	Esposto a nebbia salina ma non in contatto diretto con acqua di mare	Strutture prossime oppure sulla costa
XS2	Permanentemente sommerso	Parti di strutture marine
XS3	Zone esposte alle onde, agli spruzzi oppure alle maree	Parti di strutture marine
5 Attacco di cicli gelo/disgelo		
XF1	Moderata saturazione d'acqua, senza impiego di agente antigelo	Superfici verticali di calcestruzzo esposte alla pioggia e al gelo
XF2	Moderata saturazione d'acqua, con uso di agente antigelo	Superfici verticali di calcestruzzo di strutture stradali esposte al gelo e ad agenti antigelo
XF3	Elevata saturazione d'acqua, senza antigelo	Superfici orizzontali di calcestruzzo esposte alla pioggia e al gelo
XF4	Elevata saturazione d'acqua, con antigelo oppure acqua di mare	Strade e impalcati da ponte esposti agli agenti antigelo Superfici di calcestruzzo esposte direttamente ad agenti antigelo e al gelo Zone di strutture marine soggette a spruzzi ed esposte al gelo
6 Attacco chimico		
XA1	Ambiente chimico debolmente aggressivo secondo il prospetto 2 della EN 206-1	Suoli naturali e acqua del terreno
XA2	Ambiente chimico moderatamente aggressivo secondo il prospetto 2 della EN 206-1	Suoli naturali e acqua del terreno
XA3	Ambiente chimico fortemente aggressivo secondo il prospetto 2 della EN 206-1	Suoli naturali e acqua del terreno

Classi di esposizione in relazione alle condizioni ambientali, in conformità alla EN 206-1 (prospetto 4.1, estratto da norma UNI, parte II).

	Classi di esposizione																	
	Nessun rischio di corrosione dell'armatura	Corrosione delle armature indotta dalla carbonatazione				Corrosione delle armature indotta da cloruri						Attacco da cicli di gelo / disgelo				Ambiente aggressivo per attacco chimico		
						Acqua di mare			Cloruri provenienti da altre fonti									
		X0	XC1 - XC2	XC3	XC4	XS1	XS2	XS3	XD1	XD2	XD3	XF1	XF2	XF3	XF4	XA1	XA2	XA3
A/C Massimo	-	0,60	0,55	0,50	0,50	0,45	0,55	0,50	0,45	0,50	0,50	0,45	0,45	0,55	0,5	0,45		
Rck Minima *	C12/15	C25/30	C28/35	C32/40	C32/40	C35/45	C28/35	C32/40	C35/45	C32/40	C25/30	C28/35	C28/35	C32/40	C35/45	C35/45		
Contenuto di cemento minimo (Kg/mc)	-	300	320	340	340	360	320	340	360	320	340	360	320	340	360	360		
Contenuto minimo in aria (%)											3,0 a)							
Altri requisiti											Aggregati conformi alla UNI EN 12620 di adeguata resistenza al gelo / disgelo				E' richiesto l'impiego di cementi resistenti ai solfati b)			

*) Nel prospetto 7 della UNI EN 206-1 viene riportata la classe C8/10 che corrisponde a specifici calcestruzzi destinati a sottofondazioni e ricoprimenti. Per tale classe dovrebbero essere definite le prescrizioni di durabilità nei riguardi di acque o terreni aggressivi.
a) Quando il calcestruzzo non contiene aria aggiunta, le sue prestazioni devono essere verificate rispetto ad un calcestruzzo aerato per il quale è provata la resistenza al gelo / disgelo, da determinarsi secondo UNI 7087, per la relativa classe di esposizione.
b) Qualora la presenza di solfati comporti le classi di esposizione XA2 e XA3 è essenziale utilizzare un cemento resistente ai solfati secondo UNI 9156.

Classi di esposizione in relazione alle condizioni ambientali, in conformità alla UNI 11104:2016.

PROGETTAZIONE ATI:

In base ai requisiti riportati nel prospetto 4.1 della UNI EN 206-1 e alla UNI 1104:2016 (tabella sopra), per le opere in oggetto, si riassume quanto segue:

Tipo di elemento strutturale	Classe/i di esposizione prevista/imposta	Classe Minima (MPa)	Rapp. (max) Acqua/Cemento	Classe consist. (Slump)	Dimensione nominale (max) aggregati (mm)
Pali di fondazione (spalle e pile)	XC2	C25/30	0.60	S4	25
Platea (spalle e pile)	XC2	C28/35	0.60	S4	25
Strutture in elevazione	XC4	C32/40	0.50	S4	20
Baggioli (spalle)	XC4 + XD3	C35/45	0.45	S4	16

Classi di esposizione per elementi strutturali da ponte (travi, impalcati, spalle e pile) del caso in oggetto (vita utile 50 anni): caratteristiche cementi, secondo dati nella UNI 11104:2016.

3.2 REQUISITI DI DURABILITÀ

Per ottenere la vita utile di progetto richiesta delle strutture, sono state prese adeguate disposizioni al fine di proteggere ogni elemento strutturale dalle azioni ambientali rilevanti.

I requisiti di durabilità presi in conto hanno considerato:

- la concezione della struttura
- la scelta dei materiali
- i dettagli costruttivi
- l'esecuzione
- il controllo di qualità
- l'ispezione
- le verifiche
- particolari disposizioni (per esempio utilizzo di acciaio inossidabile, rivestimenti, protezione catodica).

3.3 COPRIFERRI

Di seguito, le calcolazioni per la stima dei copriferri nominali nei vari elementi strutturali delle opere in oggetto. Di seguito, le tabelle di riferimento così come indicate nel corpo degli Eurocodici strutturali.

Requisito relativo all'aderenza	
Disposizione delle armature	Copriferro minimo $c_{min,b}$ ^{*)}
Isolate	Diametro della barra
Raggruppate	Diametro equivalente (ϕ_n) (vedere punto 8.9.1)

^{*)} Se la dimensione nominale massima dell'aggregato è maggiore di 32 mm, si raccomanda di maggiorare $c_{min,b}$ di 5 mm.

Requisiti di aderenza (estratto da EN 1992-1-1 prospetto 4.2).

Classe Strutturale							
Criterio	Classe di esposizione secondo il prospetto 4.1						
	X0	XC1	XC2 / XC3	XC4	XD1	XD2 / XS1	XD3 / XS2 / XS3
Vita utile di progetto di 100 anni	aumentare di 2 classi	aumentare di 2 classi	aumentare di 2 classi	aumentare di 2 classi	aumentare di 2 classi	aumentare di 2 classi	aumentare di 2 classi
Classe di resistenza ^{1) 2)}	≥C30/37 ridurre di 1 classe	≥C30/37 ridurre di 1 classe	≥C35/45 ridurre di 1 classe	≥C40/50 ridurre di 1 classe	≥C40/50 ridurre di 1 classe	≥C40/50 ridurre di 1 classe	≥C45/55 ridurre di 1 classe
Elemento di forma simile ad una soletta (posizione delle armature non influenzata dal processo costruttivo)	ridurre di 1 classe	ridurre di 1 classe	ridurre di 1 classe	ridurre di 1 classe	ridurre di 1 classe	ridurre di 1 classe	ridurre di 1 classe
È assicurato un controllo di qualità speciale della produzione del calcestruzzo	ridurre di 1 classe	ridurre di 1 classe	ridurre di 1 classe	ridurre di 1 classe	ridurre di 1 classe	ridurre di 1 classe	ridurre di 1 classe

Classificazione strutturale raccomandata (estratto da EN 1992-1-1 prospetto 4.3N).

Nota. Il valore di $\Delta c_{dur,y}$ da adottare in uno Stato può essere reperito nella sua appendice nazionale. Il valore raccomandato è 0 mm. Il valore di $\Delta c_{dur,st}$ da adottare in uno Stato può essere reperito nella sua appendice nazionale. Il valore raccomandato, in assenza di prescrizioni aggiuntive, è 0 mm (si utilizzerà per tutti gli elementi strutturali). Il valore di $\Delta c_{dur,add}$ da adottare in uno Stato può essere reperito nella sua appendice nazionale. Il valore raccomandato, in assenza di prescrizioni aggiuntive, è 0 mm. Il valore di Δc_{dev} da adottare in uno Stato può essere reperito nella sua appendice nazionale. Il valore raccomandato è 10 mm (tutti gli elementi strutturali).

Requisito ambientale per $c_{min,dur}$ (mm)							
Classe strutturale	Classe di esposizione secondo il prospetto 4.1						
	X0	XC1	XC2 / XC3	XC4	XD1 / XS1	XD2 / XS2	XD3 / XS3
S1	10	10	10	15	20	25	30
S2	10	10	15	20	25	30	35
S3	10	10	20	25	30	35	40
S4	10	15	25	30	35	40	45
S5	15	20	30	35	40	45	50
S6	20	25	35	40	45	50	55

Valori del copriferro minimo $c_{min,dur}$, requisiti con riferimento alla durabilità per acciai da armatura ordinaria, in accordo alla EN 10080.

Requisito ambientale per $c_{min,dur}$ (mm)							
Classe strutturale	Classe di esposizione secondo il prospetto 4.1						
	X0	XC1	XC2 / XC3	XC4	XD1 / XS1	XD2 / XS2	XD3 / XS3
S1	10	15	20	25	30	35	40
S2	10	15	25	30	35	40	45
S3	10	20	30	35	40	45	50
S4	10	25	35	40	45	50	55
S5	15	30	40	45	50	55	60
S6	20	35	45	50	55	60	65

Valori del copriferro minimo $c_{min,dur}$, requisiti con riferimento alla durabilità per acciai da precompressione, in accordo alla EN 10080.

PROGETTAZIONE ATI:

In alcune situazioni, lo scostamento accettato e quindi il valore ammesso Δc_{dev} possono essere ridotti secondo le seguenti modalità:

- se l'esecuzione è sottoposta ad un sistema di assicurazione della qualità, nel quale siano incluse le misure dei copriferri, lo scostamento ammesso nel progetto, Δc_{dev} , può essere ridotto a ad un range compreso tra i 5 mm e i 10 mm (compresi)
- se si può assicurare che sia utilizzato un dispositivo di misurazione molto accurato per il monitoraggio e che gli elementi non conformi siano respinti (per esempio elementi prefabbricati), lo scostamento ammesso Δc_{dev} può essere ridotto ad un range al di sotto dei 10 mm (compresi).

Il copriferro è la distanza tra la superficie esterna dell'armatura (inclusi staffe, collegamenti e rinforzi superficiali, se presenti) più prossima alla superficie del calcestruzzo e la superficie stessa del calcestruzzo. Il copriferro nominale deve essere specificato sui disegni. Esso è definito come il copriferro minimo, c_{min} (vedere punto 4.4.1.2), più un margine di progetto per gli scostamenti, Δc_{dev} (vedere punto 4.4.1.3).

NOTA: coerentemente a quanto prevede la normativa europea, e consigliato dalle Norme tecniche NTC2018 come valido riferimento, è possibile utilizzare la norma UNI EN 1992-1-1 (qui in questo capitolo indicata come EC2) per dimensionare correttamente i copriferri. La normativa europea prevede 6 classi strutturali, da S1 a S6: in Italia occorre considerare la S4 e la S6 corrispondenti rispettivamente ad una vita utile di progetto di 50 e 100 anni. Nel caso delle opere in oggetto: S4.

3.1.1. PALI DI FONDAZIONE

Elementi strutturali a riferimento: mediopali di fondazione (spalle e pile)
 Dimensione perforazione palo: $D_{perf} = 450$ mm
 Dimensione nominale (max) aggregato: **25** mm
 Valore di incremento (maggiorazione per aggr.): $\Delta c_{min,b_1} = 0$ mm (per diam. aggregato di $\phi_{aggr_1} = 32$ mm)
 Diametro armatura tubo medopalo: $\phi_{tubo} = 298.5$ mm (acciaio Tipo S355)
 Spessore armatura tubo mediopalo: $S_{tubo} = 25$ mm
 Copriferro minimo (requisito aderenza): $c_{min,b_1} = S_{tubo} + \Delta c_{min,b_1} = 25$ mm (p.to 4.4.1.2(3) EC2)
 Copriferro minimo (condizioni ambientali): $c_{min,dur_1} = 35$ mm (p.to 4.4.1.2(5) EC2)
 Margine di sicurezza (durabilità ambientale): $\Delta c_{dur,\gamma_1} = 30$ mm (p.to 4.4.1.2 (6) EC2)
 Riduzione copriferro (utilizzo acciai inossid.): $\Delta c_{dur,st_1} = 0$ mm (p.to 4.4.1.2 (7) EC2)
 Riduzione per protezioni aggiuntive: $\Delta c_{dur,add_1} = 0$ mm (4.4.1.2 (8) EC2)
 Margine di progetto degli scostamenti: $\Delta c_{dev_1} = 10$ mm (4.4.1.3 EC2)
 $c_{min_1} = \max(c_{min,b_1}, c_{min,dur_1} + \Delta c_{dur,\gamma_1} - \Delta c_{dur,st_1} - \Delta c_{dur,add_1}, 10 \text{ mm}) = 65$ mm
 Copriferro nominale: $c_{nom_1} = c_{min_1} + \Delta c_{dev_1} = 75$ mm (EC2, Eq. 4.1)

3.1.1. PLATEA SPALLE

Elementi strutturali a riferimento: platea spalla/pile
 Dimensione nominale (max) aggregato: $\phi_{aggr_2} = 25$ mm
 Valore di incremento (maggiorazione per aggr.): $\Delta c_{min,b_2} = 0$ mm (per diam. aggregato di $\phi_{aggr_2} = 32$ mm)
 Diametro (max) delle barre longitudinali: $\phi_{longit_2} = 26$ mm
 Copriferro minimo (requisito aderenza): $c_{min,b_2} = \phi_{longit_2} + \Delta c_{min,b_2} = 26$ mm (p.to 4.4.1.2(3) EC2)
 Copriferro minimo (condizioni ambientali): $c_{min,dur_2} = 35$ mm (p.to 4.4.1.2(5) EC2)
 Margine di sicurezza (durabilità ambientale): $\Delta c_{dur,\gamma_2} = 0$ mm (p.to 4.4.1.2 (6) EC2)
 Riduzione copriferro (per utilizzo acciai inossid.): $\Delta c_{dur,st_2} = 0$ mm (p.to 4.4.1.2 (7) EC2)
 Riduzione per protezioni aggiuntive: $\Delta c_{dur,add_2} = 0$ mm (4.4.1.2 (8) EC2)
 Margine di progetto degli scostamenti: $\Delta c_{dev_2} = 10$ mm (4.4.1.3 EC2)

PROGETTAZIONE ATI:

$$C_{\min_2} = \max(c_{\min,b_2}, C_{\min,dur_2} + \Delta C_{dur,\gamma_2} - \Delta C_{dur,st_2} - \Delta C_{dur,add_2}, 10 \text{ mm}) = \mathbf{35 \text{ mm}}$$

Copriferro (minimo) nominale: $C_{nom_2} = C_{\min_2} + \Delta C_{dev_2} = \mathbf{45 \text{ mm}}$ (EC2, Eq. 4.1)

3.1.2. ELEVAZIONE SPALLE

Elementi strutturali a riferimento: muri elevazione spalla/fusto e pulvino pile
 Dimensione nominale (max) aggregato: $\phi_{aggr_3} = \mathbf{20 \text{ mm}}$
 Valore di incremento (maggiorazione per aggr.): $\Delta C_{\min,b_3} = \mathbf{0 \text{ mm}}$ (per diam. aggregato di $\phi_{aggr_3} = 32 \text{ mm}$)
 Diametro (max) delle barre longitudinali: $\phi_{longit_3} = \mathbf{28 \text{ mm}}$
 Copriferro minimo (requisito aderenza): $C_{\min,b_3} = \phi_{longit_3} + \Delta C_{\min,b_3} = \mathbf{28 \text{ mm}}$ (p.to 4.4.1.2(3) EC2)
 Copriferro minimo (condizioni ambientali): $C_{\min,dur_3} = \mathbf{40 \text{ mm}}$ (p.to 4.4.1.2(5) EC2)
 Margine di sicurezza (durabilità ambientale): $\Delta C_{dur,\gamma_3} = \mathbf{0 \text{ mm}}$ (p.to 4.4.1.2 (6) EC2)
 Riduzione copriferro (per utilizzo acciai inossid.): $\Delta C_{dur,st_3} = \mathbf{0 \text{ mm}}$ (p.to 4.4.1.2 (7) EC2)
 Riduzione per protezioni aggiuntive: $\Delta C_{dur,add_3} = \mathbf{0 \text{ mm}}$ (4.4.1.2 (8) EC2)
 Margine di progetto degli scostamenti: $\Delta C_{dev_3} = \mathbf{10 \text{ mm}}$ (4.4.1.3 EC2)
 $C_{\min_3} = \max(c_{\min,b_3}, C_{\min,dur_3} + \Delta C_{dur,\gamma_3} - \Delta C_{dur,st_3} - \Delta C_{dur,add_3}, 10 \text{ mm}) = \mathbf{40 \text{ mm}}$
 Copriferro (minimo) nominale: $C_{nom_3} = C_{\min_3} + \Delta C_{dev_3} = \mathbf{50 \text{ mm}}$ (EC2, Eq. 4.1)

3.1.3. BAGGIOLI, APPARECCHI DI APPOGGIO

Elementi strutturali a riferimento: parete elevazione spalla/pulvini pile
 Dimensione nominale (max) aggregato: $\phi_{aggr_4} = \mathbf{16 \text{ mm}}$
 Valore di incremento (maggiorazione per aggr.): $\Delta C_{\min,b_4} = \mathbf{0 \text{ mm}}$ (per diam. aggregato di $\phi_{aggr_4} = 32 \text{ mm}$)
 Diametro (max) delle barre longitudinali: $\phi_{longit_4} = \mathbf{26 \text{ mm}}$
 Copriferro minimo (requisito aderenza): $C_{\min,b_4} = \phi_{longit_4} + \Delta C_{\min,b_4} = \mathbf{26 \text{ mm}}$ (p.to 4.4.1.2(3) EC2)
 Copriferro minimo (condizioni ambientali): $C_{\min,dur_4} = \mathbf{35 \text{ mm}}$ (p.to 4.4.1.2(5) EC2)
 Margine di sicurezza (durabilità ambientale): $\Delta C_{dur,\gamma_4} = \mathbf{0 \text{ mm}}$ (p.to 4.4.1.2 (6) EC2)
 Riduzione copriferro (per utilizzo acciai inossid.): $\Delta C_{dur,st_4} = \mathbf{0 \text{ mm}}$ (p.to 4.4.1.2 (7) EC2)
 Riduzione per protezioni aggiuntive: $\Delta C_{dur,add_4} = \mathbf{0 \text{ mm}}$ (4.4.1.2 (8) EC2)
 Margine di progetto degli scostamenti: $\Delta C_{dev_4} = \mathbf{10 \text{ mm}}$ (4.4.1.3 EC2)
 $C_{\min_4} = \max(c_{\min,b_4}, C_{\min,dur_4} + \Delta C_{dur,\gamma_4} - \Delta C_{dur,st_4} - \Delta C_{dur,add_4}, 10 \text{ mm}) = \mathbf{35 \text{ mm}}$
 Copriferro (minimo) nominale: $C_{nom_4} = C_{\min_4} + \Delta C_{dev_4} = \mathbf{45 \text{ mm}}$ (EC2, Eq. 4.1)

3.4 RESISTENZE E DEFORMAZIONI CALCESTRUZZI

3.4.1 CARATTERISTICHE DI RESISTENZA E DEFORMAZIONE CALCESTRUZZI

Resistenza cilindrica cls:	$f_{ck_A} = 25 \text{ N/mm}^2$
Resistenza cubica cls:	$f_{ck,cube_A} = 30 \text{ N/mm}^2$
Classe di resistenza cls:	C25/30
Valore medio resistenza cilindrica a compressione:	$f_{cm_A} = f_{ck_A} + 8 \text{ N/mm}^2 = 33 \text{ N/mm}^2$
Resistenza media a trazione cls:	$f_{ctm_A} = 0.30 \text{ N/mm}^2 \times (f_{ck_A} / 1 \text{ N/mm}^2)^{2/3} = 2.6 \text{ N/mm}^2$
Resistenza caratteristica comp. ass. (5% frattile):	$f_{ctk, 0.05_A} = 0.7 \times f_{ctm_A} = 1.8 \text{ N/mm}^2$
Resistenza caratteristica comp. ass. (95% frattile):	$f_{ctk, 0.95_A} = 1.3 \times f_{ctm_A} = 3.3 \text{ N/mm}^2$
Modulo di elasticità secante cls:	$E_{cm_A} = 22000 \text{ N/mm}^2 \times (f_{cm_A} / 10 \text{ N/mm}^2)^{0.3} = 31476 \text{ N/mm}^2$
Deformazione unitaria assiale di picco:	$\epsilon_{c1_A} = 0.7 \text{ N/mm}^2 \times (f_{cm_A} / 1 \text{ N/mm}^2)^{0.31} = 2.07 \text{ N/mm}^2$
Deformazione unitaria ultima cls:	$\epsilon_{cu1_A} = 3.5$
Deformazione unitaria assiale pura:	$\epsilon_{c2_A} = 2.0$
Deformazione unitaria ultima a compressione (non pura), assumendo una distribuzione parabolica-rettangolare del diagramma tensioni-deformazioni:	$\epsilon_{cu2_A} = 3.5$
Valore dell'esponente "n" (EC2, prospetto 3.1):	$n_A = 2.0$
Deformazione assiale pura di compressione:	$\epsilon_{c3_A} = 1.75$
Deformazione unitaria ultima a compressione (non pura), assumendo una distribuzione bilineare del diagramma tensioni-deformazioni:	$\epsilon_{cu3_A} = 3.5$
Coefficiente parziale di sicurezza materiale (cls):	$\gamma_c = 1.50$
Coefficiente a lungo termine (azioni di trazione):	$\alpha_{ct} = 1.00$ (EC2 eq. 3.16)
Resistenza di calcolo a trazione (cls):	$f_{ctd_A} = \alpha_{ct} \times f_{ctk, 0.05_A} / \gamma_c = 1.20 \text{ N/mm}^2$
Coefficiente a lungo termine (azioni di compress.):	$\alpha_{cc} = 0.85$ (NTC2018 eq. 4.1.3)
Resistenza di calcolo a compressione (cls):	$f_{cd_A} = \alpha_{cc} \times f_{ck_A} / \gamma_c = 14.17 \text{ N/mm}^2$
Resistenza a compressione (rara):	$\sigma_{c,rara_A} = 0.60 \times f_{ck_A} = 15.00 \text{ N/mm}^2$
Resistenza a compressione (quasi permanente):	$\sigma_{c,Qperm_A} = 0.45 \times f_{ck_A} = 11.25 \text{ N/mm}^2$
Coefficiente per condizione di aderenza:	$\eta_1 = 0.7$ (considerata "bassa aderenza", EC2 p.to 8.4.2)
Coefficiente per diametro delle barre armatura:	$\eta_2 = 1.0$ (per diametri minori di 32 mm)
Tensione ultima di aderenza (barre nervate):	$f_{bd_A} = 2.25 \times \eta_1 \times \eta_2 \times f_{ctd_A} = 1.89 \text{ N/mm}^2$ (EC2 eq. 8.2)
Acciaio sfruttato all'80% (nelle sovrapposizioni):	$\sigma_{sd_A} = 0.80 \times (391 \text{ N/mm}^2) = 313 \text{ N/mm}^2$

3.4.2 CARATTERISTICHE DI RESISTENZA E DEFORMAZIONE CALCESTRUZZI

Resistenza cilindrica cls:	$f_{ck_B} = 32 \text{ N/mm}^2$
Resistenza cubica cls:	$f_{ck,cube_B} = 40 \text{ N/mm}^2$
Classe di resistenza cls:	C32/40
Valore medio resistenza cilindrica a compressione:	$f_{cm_B} = f_{ck_B} + 8 \text{ N/mm}^2 = 40 \text{ N/mm}^2$
Resistenza media a trazione cls:	$f_{ctm_B} = 0.30 \text{ N/mm}^2 \times (f_{ck_B} / 1 \text{ N/mm}^2)^{2/3} = 3.0 \text{ N/mm}^2$
Resistenza caratteristica comp. ass. (5% frattile):	$f_{ctk, 0.05_B} = 0.7 \times f_{ctm_B} = 2.1 \text{ N/mm}^2$
Resistenza caratteristica comp. ass. (95% frattile):	$f_{ctk, 0.95_B} = 1.3 \times f_{ctm_B} = 3.9 \text{ N/mm}^2$
Modulo di elasticità secante cls:	$E_{cm_B} = 22000 \text{ N/mm}^2 \times (f_{cm_B} / 10 \text{ N/mm}^2)^{0.3} = 33346 \text{ N/mm}^2$
Deformazione unitaria assiale di picco:	$\varepsilon_{c1_B} = 0.7 \text{ N/mm}^2 \times (f_{cm_B} / 1 \text{ N/mm}^2)^{0.31} = 2.20 \text{ N/mm}^2$
Resistenza di calcolo a trazione (cls):	$f_{ctd_B} = \alpha_{ct} \times f_{ctk, 0.05_B} / \gamma_c = 1.41 \text{ N/mm}^2$
Resistenza di calcolo a compressione (cls):	$f_{cd_B} = \alpha_{cc} \times f_{ck_B} / \gamma_c = 18.13 \text{ N/mm}^2$
Resistenza a compressione (rara):	$\sigma_{c,rara_B} = 0.60 \times f_{ck_B} = 19.20 \text{ N/mm}^2$
Resistenza a compressione (quasi permanente):	$\sigma_{c,Qperm_B} = 0.45 \times f_{ck_B} = 14.40 \text{ N/mm}^2$
Coefficiente per condizione di aderenza:	$\eta_1 = 0.7$ (considerata "bassa aderenza", EC2 p.to 8.4.2)
Coefficiente per diametro delle barre armatura:	$\eta_2 = 1.0$ (per diametri minori di 32 mm)
Tensione ultima di aderenza (barre nervate):	$f_{bd_B} = 2.25 \times \eta_1 \times \eta_2 \times f_{ctd_B} = 2.22 \text{ N/mm}^2$ (EC2 eq. 8.2)
Acciaio sfruttato all'80% (nelle sovrapposizioni):	$\sigma_{sd} = 0.80 \times (391 \text{ N/mm}^2) = 313 \text{ N/mm}^2$

3.4.3 CARATTERISTICHE DI RESISTENZA E DEFORMAZIONE CALCESTRUZZI

Resistenza cilindrica cls:	$f_{ck_C} = 35 \text{ N/mm}^2$
Resistenza cubica cls:	$f_{ck,cube_C} = 45 \text{ N/mm}^2$
Classe di resistenza cls:	C35/45
Valore medio resistenza cilindrica a compressione:	$f_{cm_C} = f_{ck_C} + 8 \text{ N/mm}^2 = 43 \text{ N/mm}^2$
Resistenza media a trazione cls:	$f_{ctm_C} = 0.30 \text{ N/mm}^2 \times (f_{ck_C} / 1 \text{ N/mm}^2)^{2/3} = 3.2 \text{ N/mm}^2$
Resistenza caratteristica comp. ass. (5% frattile):	$f_{ctk, 0.05_C} = 0.7 \times f_{ctm_C} = 2.2 \text{ N/mm}^2$
Resistenza caratteristica comp. ass. (95% frattile):	$f_{ctk, 0.95_C} = 1.3 \times f_{ctm_C} = 4.2 \text{ N/mm}^2$
Modulo di elasticità secante cls:	$E_{cm_C} = 22000 \text{ N/mm}^2 \times (f_{cm_C} / 10 \text{ N/mm}^2)^{0.3} = 34077 \text{ N/mm}^2$
Deformazione unitaria assiale di picco:	$\varepsilon_{c1_C} = 0.7 \text{ N/mm}^2 \times (f_{cm_C} / 1 \text{ N/mm}^2)^{0.31} = 2.25 \text{ N/mm}^2$
Resistenza di calcolo a trazione (cls):	$f_{ctd_C} = \alpha_{ct} \times f_{ctk, 0.05_C} / \gamma_c = 1.50 \text{ N/mm}^2$
Resistenz di calcolo a compressione (cls):	$f_{cd_C} = \alpha_{cc} \times f_{ck_C} / \gamma_c = 19.83 \text{ N/mm}^2$
Resistenza a compressione (rara):	$\sigma_{c,rara_C} = 0.60 \times f_{ck_C} = 21.00 \text{ N/mm}^2$
Reistenza a compressione (quasi permanente):	$\sigma_{c,Qperm_C} = 0.45 \times f_{ck_C} = 15.75 \text{ N/mm}^2$
Coefficiente per condizione di aderenza:	$\eta_1 = 0.7$ (considerata "bassa aderenza", EC2 p.to 8.4.2)
Coefficiente per diametro delle barre armatura:	$\eta_2 = 1.0$ (per diametri minori di 32 mm)
Tensione ultima di aderenza (barre nervate):	$f_{bd_C} = 2.25 \times \eta_1 \times \eta_2 \times f_{ctd_C} = 2.36 \text{ N/mm}^2$ (EC2 eq. 8.2)
Acciaio sfruttato all'80% (nelle sovrapposizioni):	$\sigma_{sd_C} = 0.80 \times (391 \text{ N/mm}^2) = 313 \text{ N/mm}^2$

3.4.4 CARATTERISTICHE DI RESISTENZA E DEFORMAZIONE CALCESTRUZZI

Resistenza cilindrica cls:	$f_{ck_B} = 45 \text{ N/mm}^2$
Resistenza cubica cls:	$f_{ck,cube_B} = 55 \text{ N/mm}^2$
Classe di resistenza cls:	C45/55
Valore medio resistenza cilindrica a compressione:	$f_{cm_B} = f_{ck_B} + 8 \text{ N/mm}^2 = 53 \text{ N/mm}^2$
Resistenza media a trazione cls:	$f_{ctm_B} = 0.30 \text{ N/mm}^2 \times (f_{ck_B} / 1 \text{ N/mm}^2)^{2/3} = 3.8 \text{ N/mm}^2$
Resistenza caratteristica comp. ass. (5% frattile):	$f_{ctk, 0.05_B} = 0.7 \times f_{ctm_B} = 2.66 \text{ N/mm}^2$
Resistenza caratteristica comp. ass. (95% frattile):	$f_{ctk, 0.95_B} = 1.3 \times f_{ctm_B} = 4.9 \text{ N/mm}^2$

PROGETTAZIONE ATI:

Modulo di elasticità secante cls:	$E_{cm_B} = 22000 \text{ N/mm}^2 \times (f_{cm_B} / 10 \text{ N/mm}^2)^{0.3} = \mathbf{36283} \text{ N/mm}^2$
Deformazione unitaria assiale di picco:	$\varepsilon_{c1_B} = 0.7 \text{ N/mm}^2 \times (f_{cm_B} / 1 \text{ N/mm}^2)^{0.31} = \mathbf{1.05} \text{ N/mm}^2$
Resistenza di calcolo a trazione (cls):	$f_{ctd_B} = \alpha_{ct} \times f_{ctk, 0.05_B} / \gamma_c = \mathbf{1.77} \text{ N/mm}^2$
Resistenza di calcolo a compressione (cls):	$f_{cd_B} = \alpha_{cc} \times f_{ck_B} / \gamma_c = \mathbf{52.5} \text{ N/mm}^2$
Resistenza a compressione (rara):	$\sigma_{c,rara_B} = 0.60 \times f_{ck_B} = \mathbf{27.00} \text{ N/mm}^2$
Resistenza a compressione (quasi permanente):	$\sigma_{c,Qperm_B} = 0.45 \times f_{ck_B} = \mathbf{20.25} \text{ N/mm}^2$
Coefficiente per condizione di aderenza:	$\eta_1 = 0.7$ (considerata "bassa aderenza", EC2 p.to 8.4.2)
Coefficiente per diametro delle barre armatura:	$\eta_2 = 1.0$ (per diametri minori di 32 mm)
Tensione ultima di aderenza (barre nervate):	$f_{bd_B} = 2.25 \times \eta_1 \times \eta_2 \times f_{ctd_B} = \mathbf{2.78} \text{ N/mm}^2$ (EC2 eq. 8.2)

Calcestruzzo per magrone di riempimento o livellamento

Per il magrone di sottofondazione si prevede l'utilizzo di calcestruzzo di classe C12/15 ($R_{ck} > 15 \text{ N/mm}^2$).

3.5 RESISTENZA ACCIAIO PER C.A. E CARPENTERIA METALLICA

3.5.1 BARRE, TONDINI E RETI

Per le armature metalliche si adottano tondini in acciaio del tipo B450C controllato in stabilimento, che presentino (almeno) le seguenti caratteristiche:

Tensione caratteristica di snervamento:	$f_{yk} = 450 \text{ N/mm}^2$
Tensione caratteristica di rottura:	$f_{tk} = 540 \text{ N/mm}^2$
Tensione di calcolo elastica (comb. rara):	$\sigma_a = 0.8 \times f_{yk} = \mathbf{360} \text{ N/mm}^2$
Fattore di sicurezza acciaio:	$\gamma_s = 1.15$
Tensione di progetto:	$f_{yd} = f_{yk} / \gamma_s = \mathbf{391} \text{ N/mm}^2$

3.5.2 TREFOLI

Per le armature metalliche dei trefoli si adottano cavi a fili aderenti di diametro 0.6' con area pari a 139 mm^2 , con le seguenti tensioni caratteristiche:

Tensione caratteristica di rottura:	$f_{ptk} = 1860 \text{ N/mm}^2$;
Tensione caratteristica di snervamento:	$f_{p(0,1)k} = 1670 \text{ N/mm}^2$.
Tensione di calcolo elastica (comb. rara):	$\sigma_a = 0.8 \times f_{yk} = \mathbf{1336} \text{ N/mm}^2$
Fattore di sicurezza acciaio:	$\gamma_s = 1.15$
Tensione di progetto:	$f_{yd} = f_{yk} / \gamma_s = \mathbf{1452} \text{ N/mm}^2$

4 VITA NOMINALE E VITA DI RIFERIMENTO DELLE OPERE

4.1 CLASSE D'USO, VITA NOMINALE E VITA DI RIFERIMENTO

Con riferimento alla destinazione d'uso della costruzione e della modalità d'impiego, la struttura in oggetto appartiene al tipo di costruzione 2: "Opere ordinarie, ponti, opere infrastrutturali e dighe di dimensioni contenute o di importanza normale", per le quali è prevista una vita nominale di $V_N = 50$ anni. Ai fini del calcolo dell'azione sismica è stata considerata una "**Classe d'uso IV**": "**Costruzioni con funzioni pubbliche o strategiche importanti, anche con riferimento alla gestione della protezione civile in caso di calamità**", ai sensi delle NTC2018, da cui scaturisce un coefficiente d'uso $C_U = 2.0$.

Pertanto le azioni sismiche sull'opera sono valutate in relazione ad un Periodo di riferimento pari a: $V_R = V_N \times C_U = 100$ anni

Si hanno le seguenti probabilità di eccedenza (NTC2018, tab. 3.2.I):

Stato limite di esercizio SLO:	$P_{VR_SLO} = 0.81$ (81%)
Stato limite di esercizio SLD:	$P_{VR_SLD} = 0.63$ (63%)
Stato limite ultimo SLV:	$P_{VR_SLV} = 0.10$ (10%)
Stato limite ultimo SLC:	$P_{VR_SLC} = 0.05$ (5%)

A cui corrispondono i seguenti tempi di ritorno:

Stato limite di esercizio SLO:	$T_{R_SLO} = - C_U \times V_N / \ln(1 - P_{VR_SLO}) = 60$ anni
Stato limite di esercizio SLD:	$T_{R_SLD} = - C_U \times V_N / \ln(1 - P_{VR_SLD}) = 101$ anni
Stato limite ultimo SLV:	$T_{R_SLV} = - C_U \times V_N / \ln(1 - P_{VR_SLV}) = 949$ anni
Stato limite ultimo SLC:	$T_{R_SLC} = - C_U \times V_N / \ln(1 - P_{VR_SLC}) = 1950$ anni

4.2 PARAMETRI SISMICI BASE

L'azione sismica di progetto è definita per lo Stato Limite di Salvaguardia della Vita (SLV). Il periodo di ritorno di quest'ultima - in funzione della vita utile, della classe d'uso, del tipo di costruzione e dello stato limite di riferimento (prima definiti) - è di $T_{R_SLV} = 949$ anni. Essa, conformemente a quanto prescritto dalle NTC2018, è valutata a partire dalla pericolosità sismica di base del sito su cui l'opera insiste. Di seguito i parametri di progetto.

4.2.1 COORDINATE GEODETICHE DI RIFERIMENTO

Latitudine (in gradi):	Latid. = 43.676685°
Longitudine (in gradi):	Longit. = 12.492395°

4.2.2 PARAMETRI SISMICI (SU SITO DI RIFERIMENTO RIGIDO ORIZZONTALE)

Accelerazione di picco (norm.) per SLO:	$a_{gSLO} = 0.079$ g
Accelerazione di picco (norm.) per SLD:	$a_{gSLD} = 0.098$ g
Accelerazione di picco (norm.) per SLV:	$a_{gSLV} = 0.225$ g
Accelerazione di picco (norm.) per SLC:	$a_{gSLC} = 0.286$ g

Fattore amplificatore spettro orizz. (SLO):	$F_{0SLO} = 2.443$
Fattore amplificatore spettro orizz. (SLD):	$F_{0SLD} = 2.455$
Fattore amplificatore spettro orizz. (SLV):	$F_{0SLV} = 2.511$
Fattore amplificatore spettro orizz. (SLC):	$F_{0SLC} = 2.539$

PROGETTAZIONE ATI:

Fattore amplificatore spettro vert. (SLO): $F_{VSLO} = 1.35 \times F_{0SLO} \times a_{gSLO}^{0.5} = \mathbf{0.927}$ (con a_{gSLO} adimensionale)

Fattore amplificatore spettro vert. (SLD): $F_{VSLD} = 1.35 \times F_{0SLD} \times a_{gSLD}^{0.5} = \mathbf{1.038}$ (con a_{gSLD} adimensionale)

Fattore amplificatore spettro vert. (SLV): $F_{VSLV} = 1.35 \times F_{0SLV} \times a_{gSLV}^{0.5} = \mathbf{1.608}$ (con a_{gSLV} adimensionale)

Fattore amplificatore spettro vert. (SLC): $F_{VSLC} = 1.35 \times F_{0SLC} \times a_{gSLC}^{0.5} = \mathbf{1.833}$ (con a_{gSLC} adimensionale)

Periodo fine tratto spettro orizz. (SLO): $T_{CSLO}^* = \mathbf{0.287}$ s

Periodo fine tratto spettro orizz. (SLD): $T_{CSLD}^* = \mathbf{0.297}$ s

Periodo fine tratto spettro orizz. (SLV): $T_{CSLV}^* = \mathbf{0.329}$ s

Periodo fine tratto spettro orizz. (SLC): $T_{CSLC}^* = \mathbf{0.338}$ s

Stato limite sismico	V_N (anni)	C_U (adim.)	V_R (anni)	T_R (anni)	a_g/g (adim.)	F_0 (adim.)	F_V (adim.)	T_C^* (secondi)
SLO	50	2.00	100	60	0.079	2.443	0.927	0.287
SLD	50	2.00	100	101	0.098	2.455	1.038	0.297
SLV	50	2.00	100	949	0.225	2.511	1.608	0.329
SLC	50	2.00	100	1950	0.286	2.539	1.833	0.338

Parametri per la definizione delle azioni sismiche di progetto (secondo NTC2018).

4.2.3 PARAMETRI SISMICI DEL TERRENO

Categoria del terreno (NTC2018 tab. 3.2.II): **"B"**

Descrizione (da tab. 3.2.II): **"Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fina molto consistenti"**

Categoria topogr. terreno (NTC2018 tab. 3.2.III): **"T1"**

Descrizione (da tab. 3.2.III): **"-"**

4.2.4 STATO LIMITE SLD

Coefficiente categoria sottosuolo (formula/valore): $S_{S_SLD} = 1.40 - 0.40 \times F_{0SLD} \times a_{gSLD}/a_g = \mathbf{1.304}$ (NTC2018, tab. 3.2.IV)

dovendo rientrare nei due limiti **1.00, 1.20** si ha:

Coefficiente di amplificazione topografica:

$$S_{S_SLD} = \mathbf{1.200}$$

$$S_T = \mathbf{1.00}$$
 (NTC2018, tab. 3.2.V)

Coefficiente di suolo topografico:

$$S_{SLD} = S_{S_SLD} \times S_T = \mathbf{1.20}$$
 (adim.)

Coefficiente C_{C_SLD} (formula/valore):
(NTC2018, tab. 3.2.IV)

$$C_{C_SLD} = \mathbf{1.10} \times (T_{CSLD}^*)^{-0.20} = \mathbf{1.402}$$

Periodo inizio tratto a velocità costante:

$$T_{C_SLD} = \mathbf{0.416}$$
 s = $C_{C_SLD} \times T_{CSLD}^*$

Periodo inizio spettro accelerazione costante:
eq. 3.2.6)

$$T_{B_SLD} = T_{C_SLD} / 3 = \mathbf{0.139}$$
 s (NTC 2018, eq. 3.2.6)

Periodo inizio spettro spostamento costante:
(NTC2018, eq. 3.2.7)

$$T_{D_SLD} = \mathbf{1.992}$$
 s = $4.0 \times a_{gSLD}/g + 1.6$

4.2.5 STATO LIMITE SLV

Coefficiente categoria sottosuolo (formula/valore): $S_{S_SLV} = 1.40 - 0.40 \times F_{0SLV} \times a_{gSLV}/a_g =$
1.174 (NTC2018, tab. 3.2.IV)

dovendo rientrare nei due limiti **1.00**, **1.20** si ha:

Coefficiente di amplificazione topografica:

$$S_{S_SLV} = 1.174$$

$$S_T = 1.00 \text{ (NTC2018, tab. 3.2.V)}$$

Coefficiente di suolo topografico:

$$S_{SLV} = S_{S_SLV} \times S_T = 1.174 \text{ (adim.)}$$

Coefficiente C_{C_SLV} (formula/valore):
(NTC2018, tab. 3.2.IV)

$$C_{C_SLV} = 1.10 \times (T_{C_SLV}^*)^{-0.20} = 1.374$$

Periodo inizio tratto a velocità costante:

$$T_{C_SLV} = 0.452 \text{ s} = C_{C_SLV} \times T_{C_SLV}^*$$

Periodo inizio spettro accelerazione costante:
eq. 3.2.6)

$$T_{B_SLV} = T_{C_SLV} / 3 = 0.151 \text{ s (NTC 2018, eq. 3.2.6)}$$

Periodo inizio spettro spostamento costante:
(NTC2018, eq. 3.2.7)

$$T_{D_SLV} = 2.500 \text{ s} = 4.0 \times a_{gSLV}/g + 1.6$$

Di seguito, i parametri calcolati per i quattro stati limite fondamentali sismici:

Stato limite sismico	V_N (anni)	C_U (adim.)	V_R (anni)	T_R (anni)	a_g/g (adim.)	T_B (s)	T_C (s)	T_D (s)
SLO	50	2.00	100	60	0.079	0.135	0.405	1.916
SLD	50	2.00	100	101	0.098	0.139	0.416	1.992
SLV	50	2.00	100	949	0.225	0.151	0.452	2.500
SLC	50	2.00	100	1950	0.286	0.154	0.462	2.744

Parametri per la definizione delle azioni sismiche di progetto (secondo NTC2018).

5 ANALISI DEI CARICHI

5.1 AZIONI PERMANENTI

5.1.1 PESO PROPRIO

Il peso proprio dell'opera è stato calcolato avendo assunto un peso specifico del calcestruzzo armato di 25 kN/m³. Il peso di una singola trave e la porzione di soletta collaborante risulta pari a 1236.6 kN.

5.1.2 PESO PAVIMENTAZIONE E BARRIERE

Il peso specifico della pavimentazione considerato è pari a 22 kN/m³.

Lo spessore di pavimentazione considerato è pari a 0.10 m, ne consegue un carico sull'impalcato pari a 2.2 kN/m²;

Il peso considerato per le barriere è pari a 1.5 kN/m;

Il peso considerato per la veletta ed il cordolo in esterno curva è pari a:

$$0.52 \text{ m}^2 \times 25 \text{ kN/m}^3 = 13 \text{ kN/m};$$

Il peso considerato per la veletta ed il cordolo in interno curva è pari a:

$$0.26 \text{ m}^2 \times 25 \text{ kN/m}^3 = 6.5 \text{ kN/m};$$

Il peso del massetto per le pendenze viene calcolato come carico trapezoidale con valore minimo di
 $0.05 \text{ m} \times 25 \text{ kN/m}^3 = 1.25 \text{ kN/m}^2$

PROGETTAZIONE ATI:

ed un valore massimo pari a

$$0.39 \text{ m} * 25 \text{ kN/m}^3 = 9.75 \text{ kN/m}^2$$

Il peso considerato per le coppelle è pari $0.05 \text{ m}^2 * 25 \text{ kN/m}^3 = 1.25 \text{ kN/m}$;

5.2 DISTORSIONI E DEFORMAZIONI IMPRESSE

5.2.1 PRECOMPRESSIONE

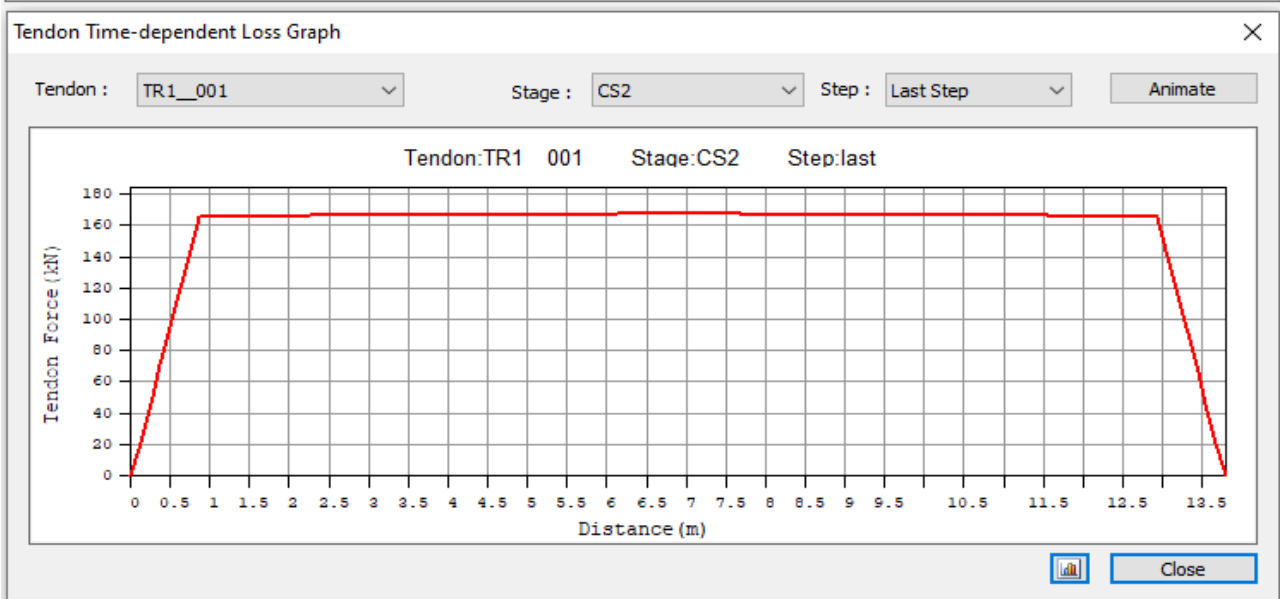
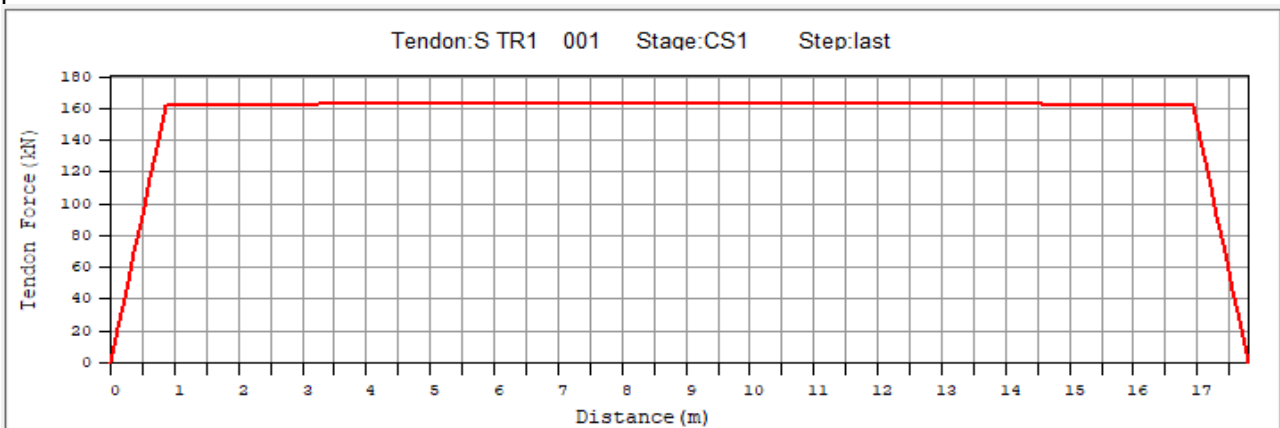
Per le travi si utilizzano cavi a fili aderenti di diametro 0.6' con area pari a 139 mm^2 , con le seguenti tensioni caratteristiche:

$$f_{ptk} = 1860 \text{ N/mm}^2;$$

$$f_{p(0,1)k} = 1670 \text{ N/mm}^2.$$

Il tiro è pari a 20t, per una tensione su singolo cavo pari a 1414 N/mm^2 .

Nel software di calcolo vengono calcolate le perdite dovute al trasferimento della precompressione, degli effetti reologici e del rilassamento dell'acciaio secondo quanto riportato in UNI EN 1992-1-1 al capitolo 3.3.2(7) equazione (3.29), considerando un acciaio di classe 2. Si mostra la variazione di tensione nei cavi dovute alle perdite di tensione nelle tre fasi di calcolo impostate nel modello. Come si può vedere a tempo $t=500000 \text{ h}$ si ha una tensione pari a 1139 MPa (158 kN) con una perdita totale del 20%.



PROGETTAZIONE ATI:

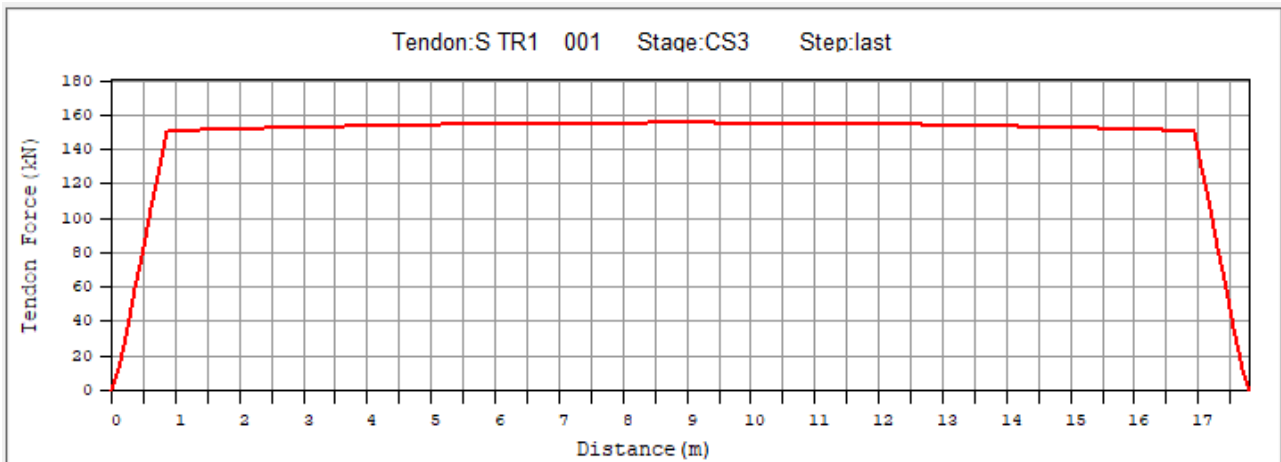
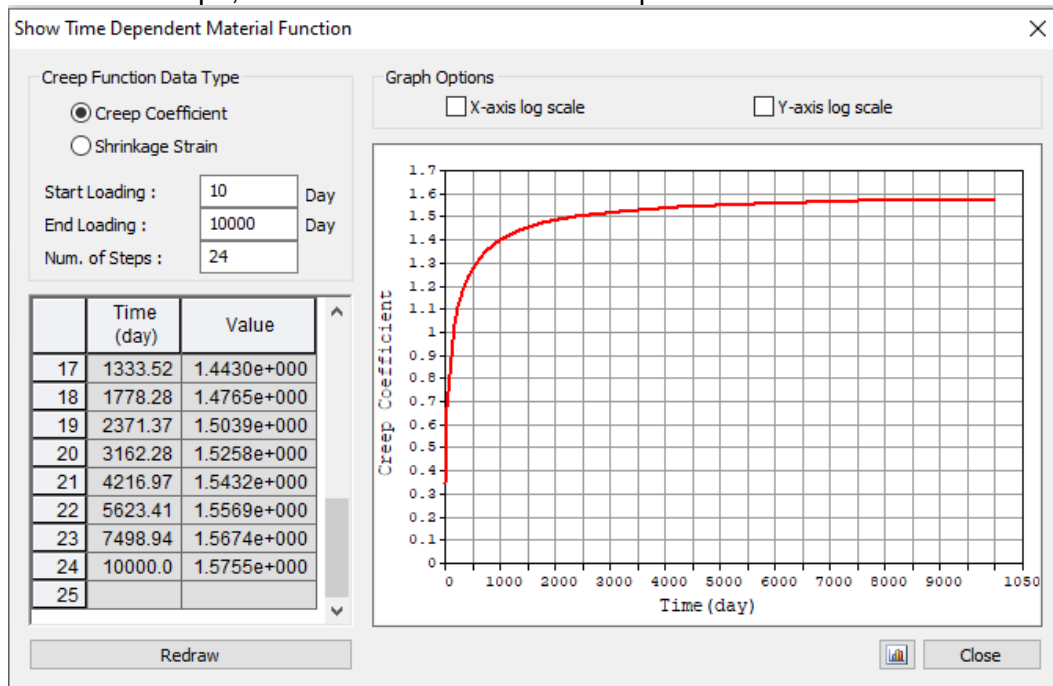


Figura 5: forza di precompressione a perdite a lungo termine avvenute

5.2.2 EFFETTI REOLOGICI: RITIRO E VISCOSITÀ

Mediante il software di calcolo midas Civil sono stati implementati gli effetti reologici dei materiali, utilizzando le indicazioni fornite in UNI EN 1992-1-1. Viene mostrato il coefficiente di viscosità e ritiro in funzione del tempo, considerando un cemento di tipo R.



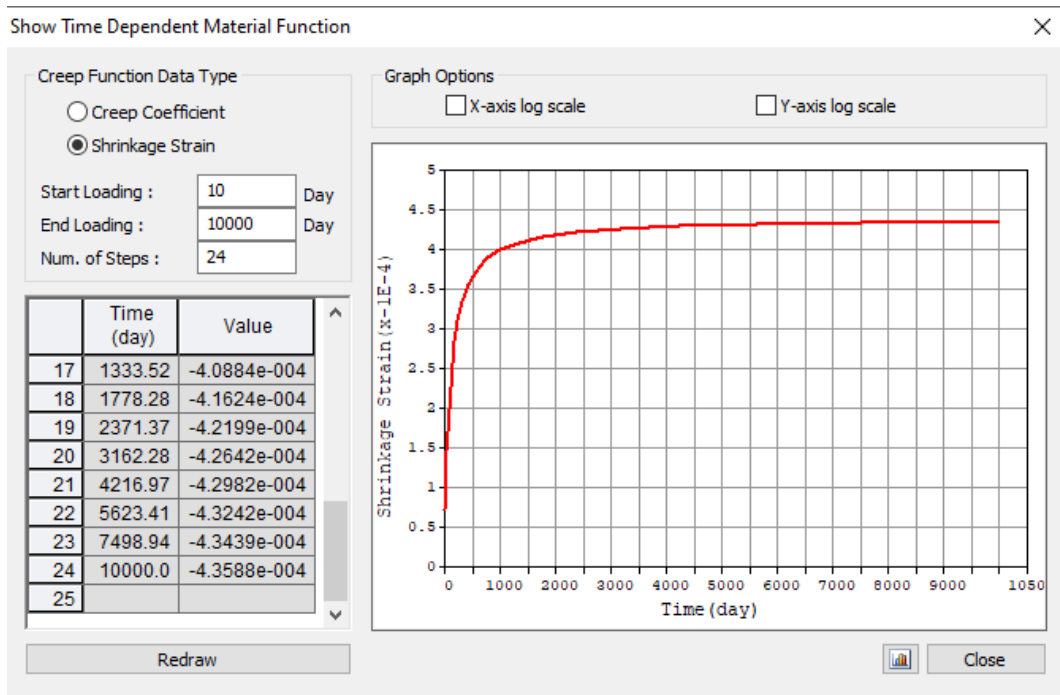
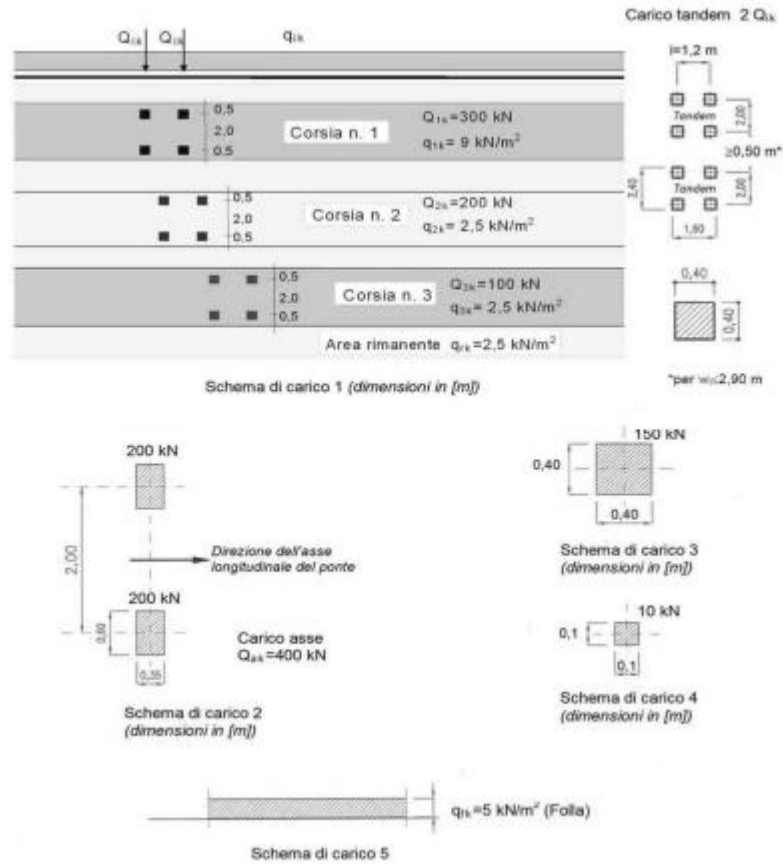


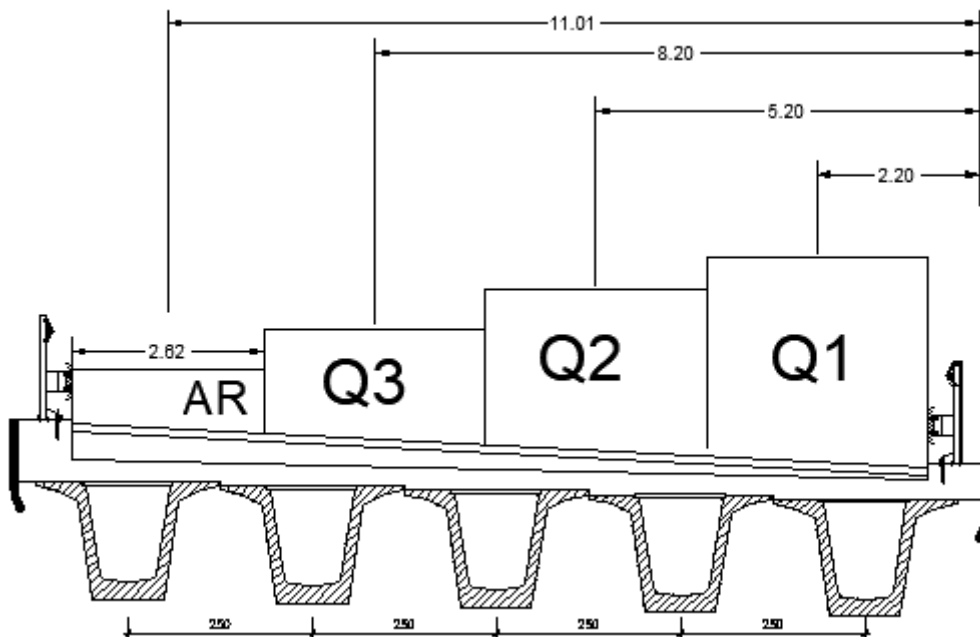
Figura 6: curva utilizzato per il calcolo dei coefficienti di ritiro e viscosità per le travi prefabbricate

5.3 AZIONI VARIABILI DA TRAFFICO

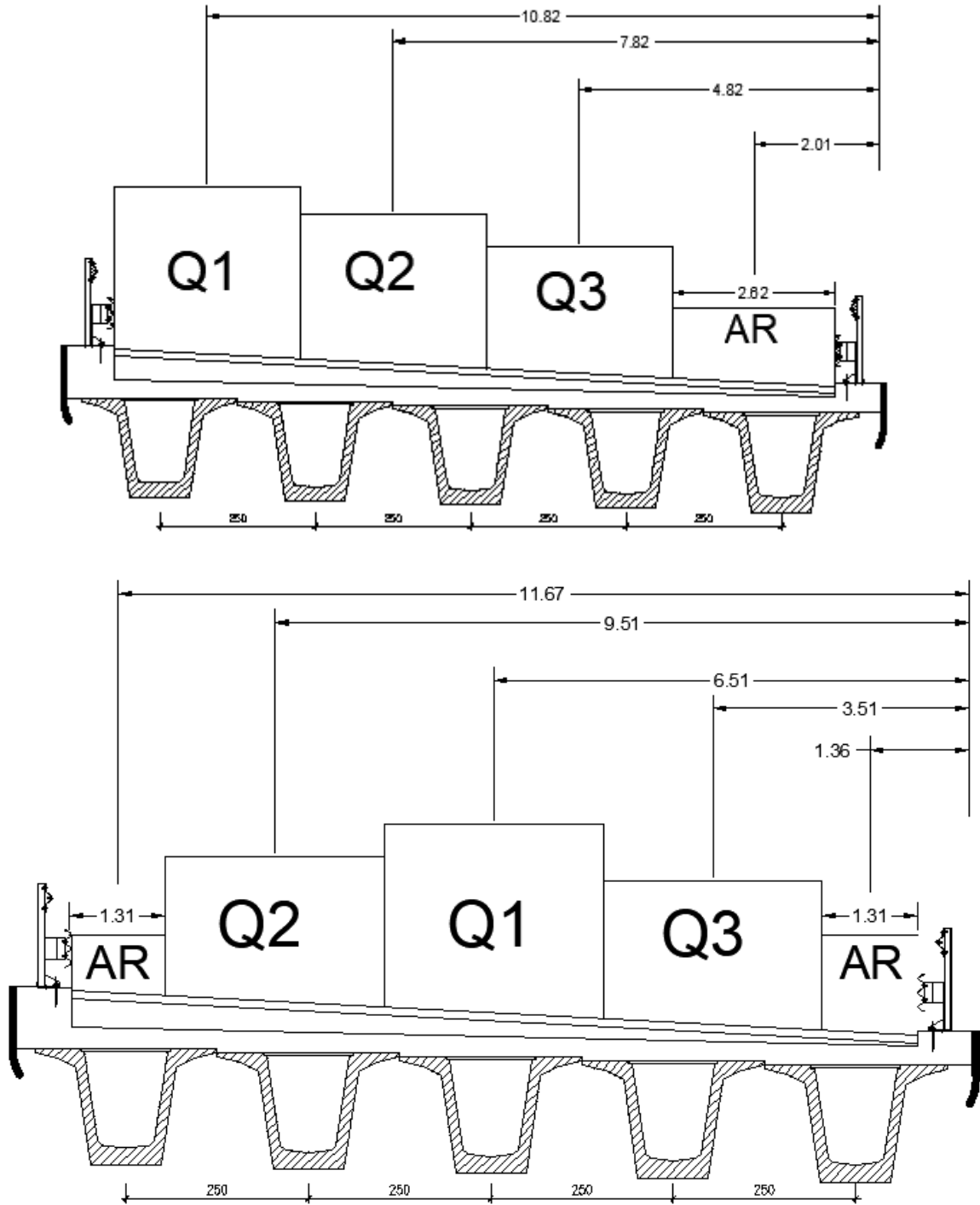
Si considera una sede stradale di larghezza 11,60 m. Sono state pertanto definite 3 colonne di carico di larghezza $w=3,0$ m, e uno spazio rimanente di lunghezza variabile a seconda della disposizione dei carichi. Si riporta lo schema di carico 1 utilizzato secondo quanto indicato nel §5.1.3.3.5 delle NTC18.



Vengono mostrate le stese di carico più rappresentative, il software mediante analisi di linee di influenza posiziona in automatico i carichi per massimizzare le sollecitazioni indagate.



PROGETTAZIONE ATI:



PROGETTAZIONE ATI:

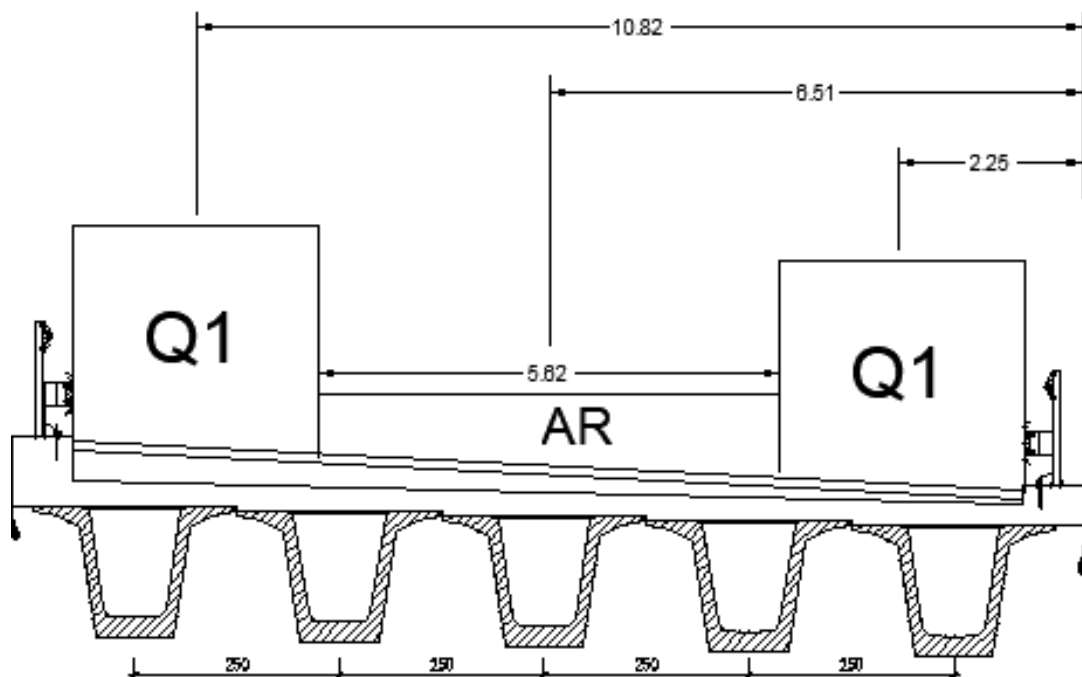


Figura 7: Stese di carico

6.2. AZIONE DI FRENAMENTO

L'azione di frenamento è stata calcolata secondo quanto riportato in §5.1.3.5 delle NTC18, e risulta pari a 444 kN.

6.3. AZIONE DEL VENTO

L'azione del vento è stata calcolata secondo quanto riportato nelle CNR DT207 R1/2018, seguendo le indicazioni specifiche per i viadotti. Si riportano i dati per il calcolo nelle condizioni di ponte scarico

PROGETTAZIONE ATI:

ZONA		3	
Velocità di base di riferimento al livello del mare	$V_{b,m}$	27	[m/s]
Altitudine sul livello del mare Tab 3.I	a_s	500	[m]
Coefficiente Tab 3.I	k_s	0.37	[]
Altitudine sul livello del mare	a_s	300	[m]
Coefficiente di altitudine	c_s	1	[]
Tempo di ritorno	T_R	50	[anni]
Coefficiente di ritorno	c_r	1.000	[]
Densità dell'aria	ρ	1.25	[kg/m ³]
Velocità di base di riferimento	V_b	27	[m/s]
Velocità di riferimento di progetto	V_p	27	[m/s]
Pressione cinetica di riferimento	q_p	455.63	[N/m ²]
Classe di rugosità		D	[]
Esposizione del sito		II	[]
Cat. di esposizione		2	[]
Fattore di terreno	k_r	0.19	[]
Altezza di rugosità	z_R	0.05	[]
Altezza minima	z_{min}	4	[m]
Altezza massima ponte	z_{max}	7	[m]
Coefficiente di esposizione	$C_{e(z_{max})}$	2.130	[]
Coefficiente di topografia	c_t	1	[]
Coefficiente di pressione	c_p	1	[]
Coefficiente dinamico	c_d	1	[]
Pressione del vento	P	0.971	[kN/m ²]
Larghezza dell'impalcato in direzione trasversale	d	12	[m]
Altezza ingombro impalcato	$h_{i,i}$	3.5	[m]
Coefficiente di forza orizzontale	C_{FX}	0.440	[]
Coefficiente di forza verticale	C_{FV}	1.043	[]
Coefficiente di momento torcente	C_{M2}	0.2	[]
Forza per unità di lunghezza orizzontale	f_{X1}	1.49	[kN/m]
Forza per unità di lunghezza verticale	f_{Y1}	12.15	[kN/m]
Momento torcente per unità di lunghezza verticale	f_{Z1}	27.95	[kN/m]

Si riportano i dati per il calcolo nelle condizioni di ponte carico

PROGETTAZIONE ATI:

ZONA		3	
Velocità di base di riferimento al livello del mare	$V_{b,m}$	27	[m/s]
Altitudine sul livello del mare Tab 3.1	a_s	500	[m]
Coefficiente Tab 3.1	k_s	0.37	[]
Altitudine sul livello del mare	a_s	300	[m]
Coefficiente di altitudine	c_s	1	[]
Tempo di ritorno	T_R	50	[anni]
Coefficiente di ritorno	c_r	1.000	[]
Densità dell'aria	ρ	1.25	[kg/m ³]
Velocità di base di riferimento	V_b	27	[m/s]
Velocità di riferimento di progetto	V_p	27	[m/s]
Pressione cinetica di riferimento	q_p	455.63	[N/m ²]
Classe di rugosità		D	[]
Esposizione del sito		II	[]
Cat. di esposizione		2	[]
Fattore di terreno	k_t	0.19	[]
Anghezza di rugosità	z_0	0.05	[]
Altezza minima	z_{min}	4	[m]
Altezza massima ponte	z_{max}	7	[m]
Coefficiente di esposizione	$c_e(z_{max})$	2.130	[]
Coefficiente di topografia	c_t	1	[]
Coefficiente di pressione	c_p	1	[]
Coefficiente dinamico	c_d	1	[]
Pressione del vento	P	0.971	[kN/m ²]
Larghezza dell'impalcato in direzione trasversale	d	12	[m]
Altezza ingombro impalcato	$h_{i,d}$	5	[m]
Coefficiente di forza orizzontale	c_{fx}	0.671	[]
Coefficiente di forza verticale	c_{fv}	0.940	[]
Coefficiente di momento torcente	c_{mz}	0.2	[]
Forza per unità di lunghezza orizzontale	f_{x1}	3.26	[kN/m]
Forza per unità di lunghezza verticale	f_{v1}	10.95	[kN/m]
Momento torcente per unità di lunghezza verticale	f_{t1}	27.95	[kN/m]

5.4 AZIONE CENTRIFUGA

L'azione centrifuga è stata calcolata secondo quanto riportato in §5.1.3.6 delle NTC18, utilizzando un raggio di curvatura pari a 220m, l'azione risulta pari a 218.2 kN.

5.5 AZIONE TERMICA

La temperatura dell'aria esterna viene calcolata secondo le indicazioni del capitolo 3.5.2 delle NTC18: nel caso in esame si considera la Zona III.

$$T_{min} = -8 - 6 * \frac{a_s}{1000} = -8 - 6 * \frac{300}{1000} = -9.8$$

PROGETTAZIONE ATI:

$$T_{max} = 42 - 0.3 * \frac{a_s}{1000} = 42 - 0.3 * \frac{300}{1000} = +41.9$$

La variazione di temperatura uniforme dipende dalla minima ($T_{e,min}$) e dalla massima ($T_{e,max}$) temperatura che il ponte raggiunge, le quali sono funzione del tipo di impalcato, come indicato in UNI EN 1-5 [6.1.1]: nel caso in esame consideriamo il Tipo 3, ovvero impalcato di calcestruzzo con struttura a trave. Mediante il grafico di fig. 6.1 dell'Eurocodice è possibile ottenere le seguenti temperature:

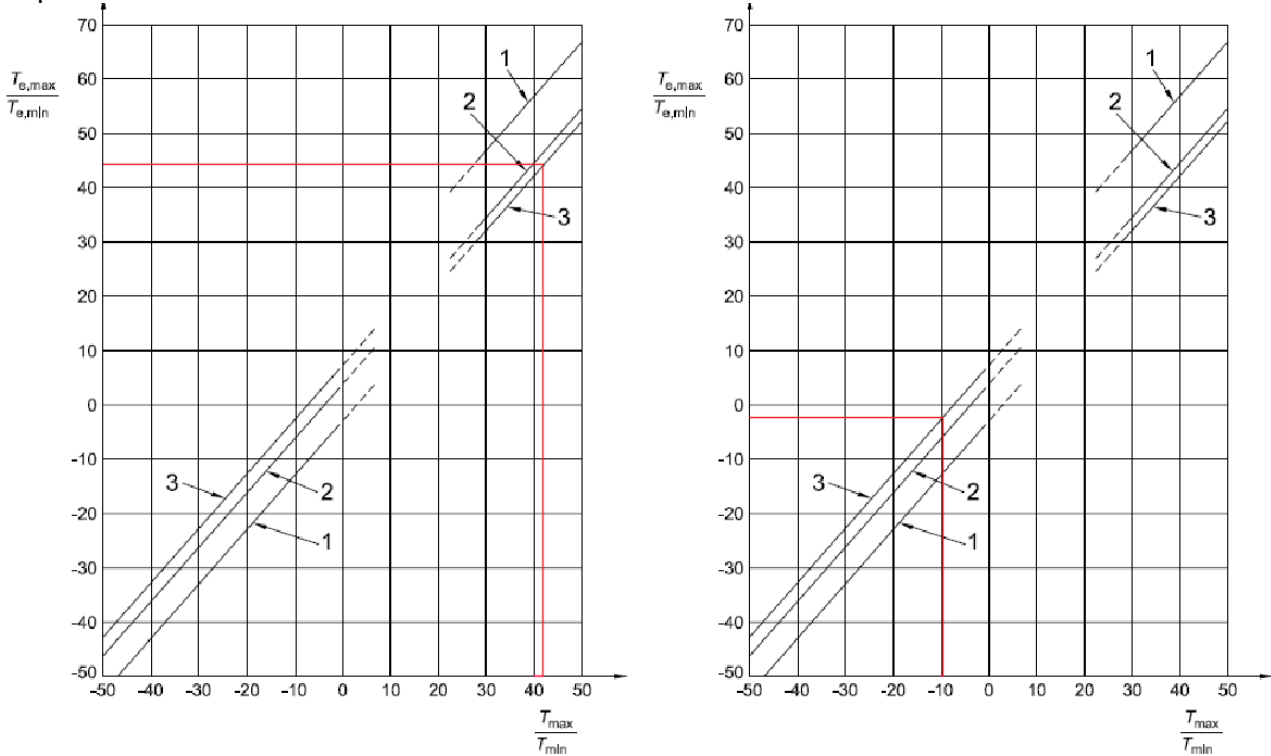


Figura 8: Temperatura massima (sinistra) e temperatura minima (destra)

L'impalcato può raggiungere le seguenti temperature:

$$T_{e,max} = +44.6^\circ$$

$$T_{e,min} = -2.7^\circ$$

Utilizzando T_0 pari a 15° di hanno le deformazioni termiche uniformi

$$\Delta T_{N,exp} = 29.6^\circ$$

$$\Delta T_{N,con} = -17.7^\circ$$

Per gli stati limite di deformazione è stato utilizzato il gradiente termico indicato in C5.1.4.5.

$$\Delta T_{exp,d} = \Delta T_{exp} + \Delta T_0 \quad [C5.1.3]$$

$$\Delta T_{con,d} = \Delta T_{con} + \Delta T_0 \quad [C5.1.4]$$

$$\Delta T_{exp} = +T_{e,max} - T_0 \quad [C5.1.5]$$

$$\Delta T_{con} = -T_{e,min} + T_0 \quad [C5.1.6]$$

$\Delta T_0 = 20^\circ\text{C}$ per strutture di c.a., c.a.p. e acciaio/dls	Installazione senza alcuna prerogolazione per effetti termici.
$\Delta T_0 = 30^\circ\text{C}$ per strutture di acciaio	

PROGETTAZIONE ATI:

6 CRITERI DI CALCOLO ADOTTATI

6.1 ANALISI GLOBALE ELASTICA

L'analisi è eseguita secondo il metodo globale elastico. Il programma di calcolo utilizzato per la modellazione è midas Civil (2021 VS.1.2).

L'analisi viene svolta dal programma eseguendo tre fasi di calcolo:

- Fase 1: presenza dei traversi e delle sole travi, senza soletta, eseguendo il trasferimento della precompressione;
- Fase 2: aggiunta della soletta considerata come peso;
- Fase 3: la sezione della trave è completa di soletta collaborante, vengono inseriti i carichi permanenti portati ed infine i carichi variabili.

Durante le fasi il procedere del tempo viene utilizzato per calcolare gli effetti reologici secondo i coefficienti riportati nel capitolo 4.2.2 della presente relazione. La resistenza dei materiali viene calcolata secondo quanto riportato in EC2-1-1:2005 al capitolo 3.1.2(6) equazione (3.1) e (3.2).

6.2 COMBINAZIONI DI CARICO

Le combinazioni di carico considerate ai fini delle verifiche sono state stabilite in modo da garantire la sicurezza in conformità a quanto prescritto al Cap. 2 delle NTC2018 e relativa Circolare. Per la determinazione degli effetti delle azioni nelle verifiche agli stati limite ultimi si è fatto riferimento alla tab. 5.1.V (rif. Par. 2.6.1) delle NTC2018. I valori dei coefficienti di combinazione ψ_{0j} , ψ_{1j} e ψ_{2j} per le diverse categorie di azioni sono quelli riportati nella tab. 5.1.VI delle NTC2018.

Ai fini delle verifiche degli stati limite, al p.to 2.5.3 delle NTC2018 definisce le seguenti tipologie di combinazioni di azioni:

- Combinazione fondamentale (SLU):
 $\gamma_{G1} G_1 + \gamma_{G2} G_2 + \gamma_P P + \gamma_{Q1} Q_{k1} + \sum \gamma_{Q,i} \psi_{0,i} Q_{k,i}$
- Combinazione caratteristica (SLE rara):
 $G_1 + G_2 + P + Q_{k1} + \sum \psi_{0,i} Q_{k,i}$
- Combinazione frequente (SLE frequente):
 $G_1 + G_2 + P + \sum \psi_{1,i} Q_{k,i}$
- Combinazione quasi permanente (SLE quasi permanente):
 $G_1 + G_2 + P + \sum \psi_{2,i} Q_{k,i}$
- Combinazione sismica (SLV):
 $E + G_1 + G_2 + P + \sum \psi_{2,i} Q_{k,i}$
- Combinazione eccezionale (ECC):
 $A_d + G_1 + G_2 + P + \sum \psi_{2,i} Q_{k,i}$

dove i simboli hanno il seguente significato:

PROGETTAZIONE ATI:

- G_1 → valore caratteristico delle azioni permanenti;
- G_2 → valore caratteristico delle azioni permanenti non strutturali;
- P → valore caratteristico dell'azione di pre-tensione o pre-compressione;
- Q_{k1} → valore caratteristico dell'azione variabile di base di ogni combinazione;
- $Q_{k,i}$ → valore caratteristico dell'azione variabile i ;
- γ_{G1} → coefficiente parziale per le azioni permanenti;
- γ_{G2} → coefficiente parziale per le azioni permanenti non strutturali;
- γ_P → coefficiente parziale per le azioni di pre-tensione o pre-compressione;
- γ_{Q1} → coefficiente parziale per l'azione variabile di base di ogni combinazione;
- $\gamma_{Q,i}$ → coefficiente parziale per l'azione variabile i ;
- $\psi_{i,j}$ → coefficienti di combinazione per i vari stati limite.

Il simbolo “+” (nelle combinazioni di carico riportate sopra) è da intendersi come “combinato con”. In particolare, con riferimento ai carichi variabili da traffico, si sono utilizzati i coefficienti di combinazione di carico indicati nelle NTC2018 alla tab. 5.1.VI.

Azioni	Effetto del carico	ψ_0 (di combinazione)	ψ_1 (valori frequenti)	ψ_2 (valori permanenti)	quasi
Azioni da traffico	Gruppo 1 – Schema 1 (carichi tandem)	0.75	0.75	0.0	
	Gruppo 1 – Schema 1 (carichi distribuiti)	0.40	0.40	0.0	
	Gruppo 1 – Schema 2	0.0	0.75	0.0	
	Gruppo 2a	0.0	0.0	0.0	
	Gruppo 4 (folla)	0.0	0.75	0.0	
Azioni del vento	$q_{5,v}$ – ponte scarico esecuzione	0.80	0.0	0.0	
	$q_{5,v}$ – ponte scarico SLU e SLE	0.60	0.20	0.0	
	$q_{5,v}$ – ponte carico	0.60	0.0	0.0	
Azioni termiche	T_k	0.60	0.60	0.50	

Nelle verifiche agli stati limite ultimi, da norma NTC2018, si distinguono i seguenti casi:

- **EQU** → stato limite di equilibrio come corpo rigido;
- **STR** → stato limite di resistenza della struttura compresi gli elementi di fondazione;
- **GEO** → stato limite di resistenza del terreno.

Per le verifiche nei confronti dello stato limite ultimo di equilibrio come corpo rigido (EQU) si utilizzano i coefficienti parziali γ_F relativi alle azioni riportati nella colonna EQU della tabella sottostante (5.1.V NTC18), mentre per le verifiche strutturali si utilizzeranno i coefficienti della colonna STR.

Tipi di carico	Effetto del carico	Coefficiente γ_F	EQU ⁽¹⁾	A1 STR	A2 GEO
Permanenti	Favorevoli	γ_{G1}	0.90	1.00	1.00
	Sfavorevoli		1.10	1.35	1.00
Permanenti	Favorevoli	γ_{G2}	0.00	0.00	0.00

PROGETTAZIONE ATI:

non strutturali⁽²⁾	Sfavorevoli		1.50	1.50	1.30
Variabili da traffico	Favorevoli	γ_Q	0.00	0.00	0.00
	Sfavorevoli		1.35	1.35	1.15
Variabili	Favorevoli	γ_{Qi}	0.00	0.00	0.00
	Sfavorevoli		1.50	1.50	1.30
Ritiro viscosità, cedimenti vincolari	Favorevoli	$\gamma_{\varepsilon 2}, \gamma_{\varepsilon 3}$	0.00	0.00	0.00
	Sfavorevoli		1.20	1.20	1.20

7 MODELLO DI CALCOLO

Il modello di calcolo è stato eseguito con il software midas Civil (vs 1.2 2021).

Per la valutazione delle sollecitazioni agenti sui vari elementi strutturali, viene realizzato un apposito modello di calcolo agli elementi finiti completo in cui l'impalcato è modellato con elementi frame, che rappresentano le travi e i traversi di testata, ed elementi plate per la soletta.

Gli appoggi sono schematizzati con elementi di tipo link.

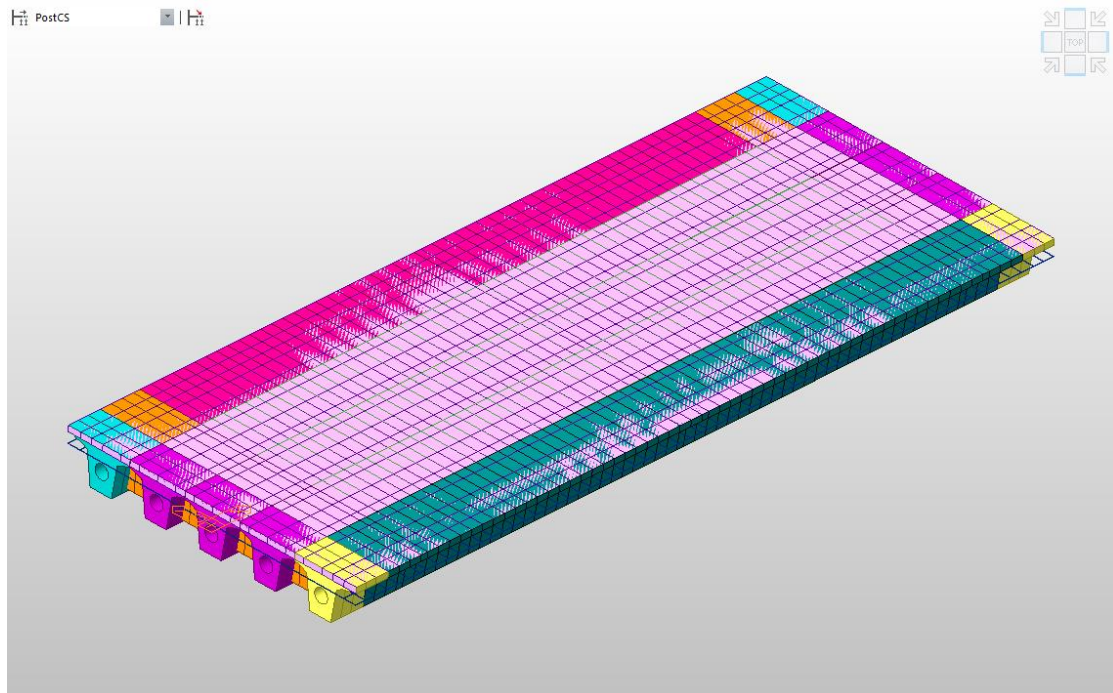


Figura 9: Vista assometrica modello 3D

7.1 DISCRETIZZAZIONE DELLA STRUTTURA

PROGETTAZIONE ATI:

Nel seguito si riportano le immagini relative al graticcio di nodi ed elementi che costituiscono il modello di analisi e calcolo delle sollecitazioni; si riportano le immagini relative al modello nella sua globalità e le immagini relative alla numerazione delle aste.

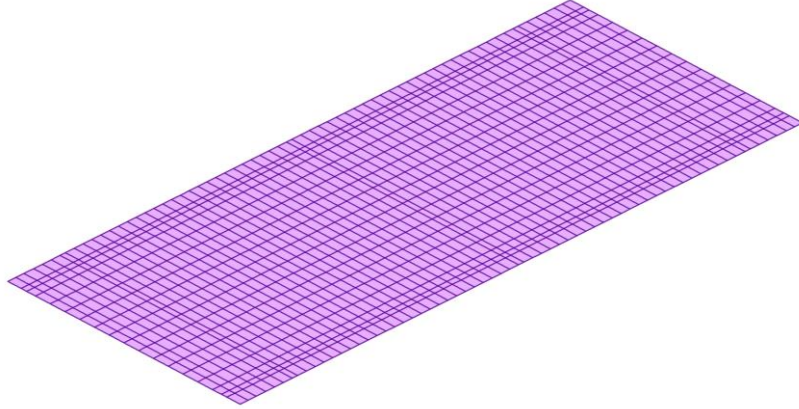


Figura 10: modello completo

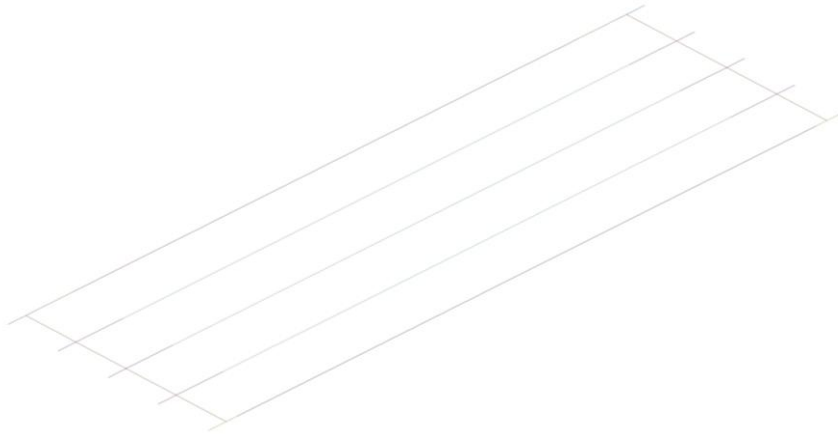


Figura 11: Visualizzazione travi e traversi

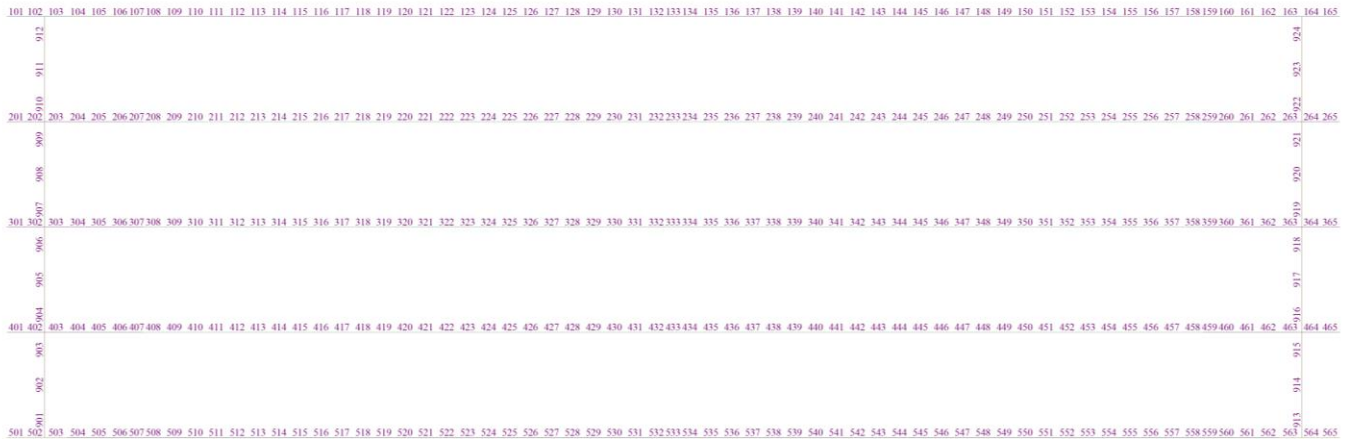


Figura 12: Numerazione travi e traversi

PROGETTAZIONE ATI:

7.1.1 VINCOLI

La struttura è vincolata mediante Rigid link agli appoggi in neoprene, che nel modello sono schematizzati come molle aventi rigidità secondo le caratteristiche degli appoggi dimensionati nei capitoli successivi. Gli appoggi in neoprene sono vincolati tramite vincoli fissi per simulare la presenza delle spalle.

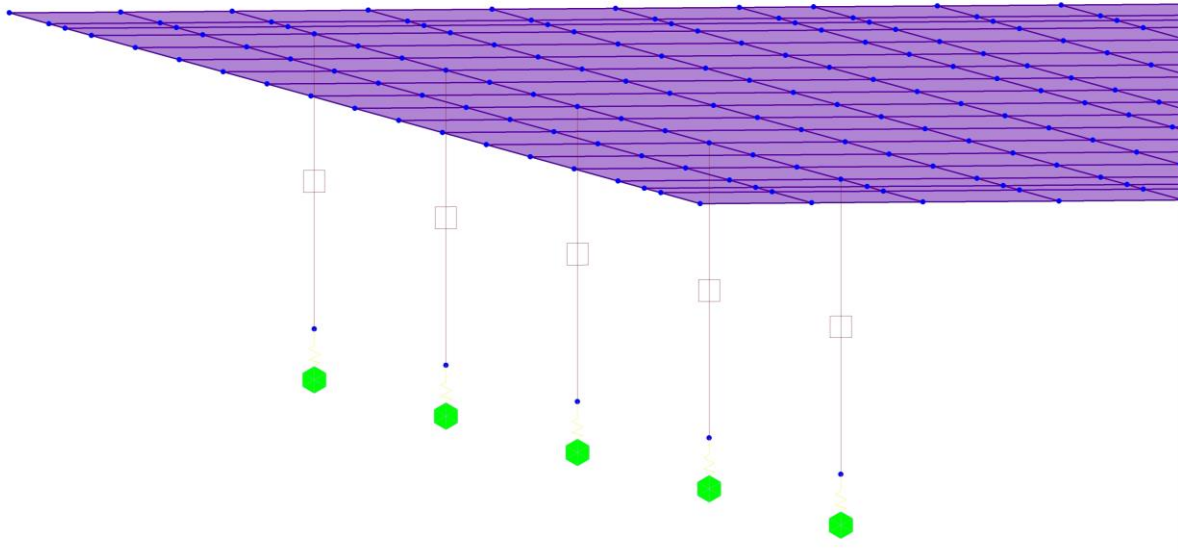


Figura 13: Dettaglio vincoli

7.1.2 CARICHI

Il peso proprio della struttura viene calcolato dal software considerando il peso specifico del materiale.

I carichi permanenti ed il vento vengono applicati come forze sugli elementi frame che rappresentano le travi, fatta eccezione per il carico del massetto che viene applicato alla mesh rappresentante la soletta.

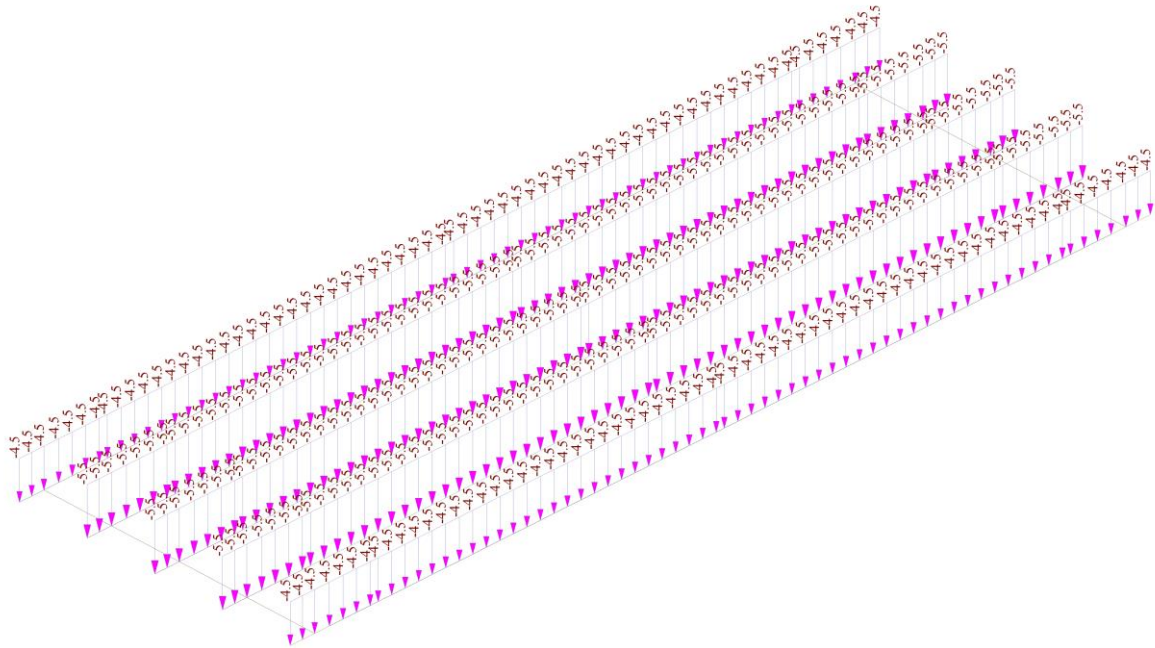


Figura 14: Carico pavimentazione

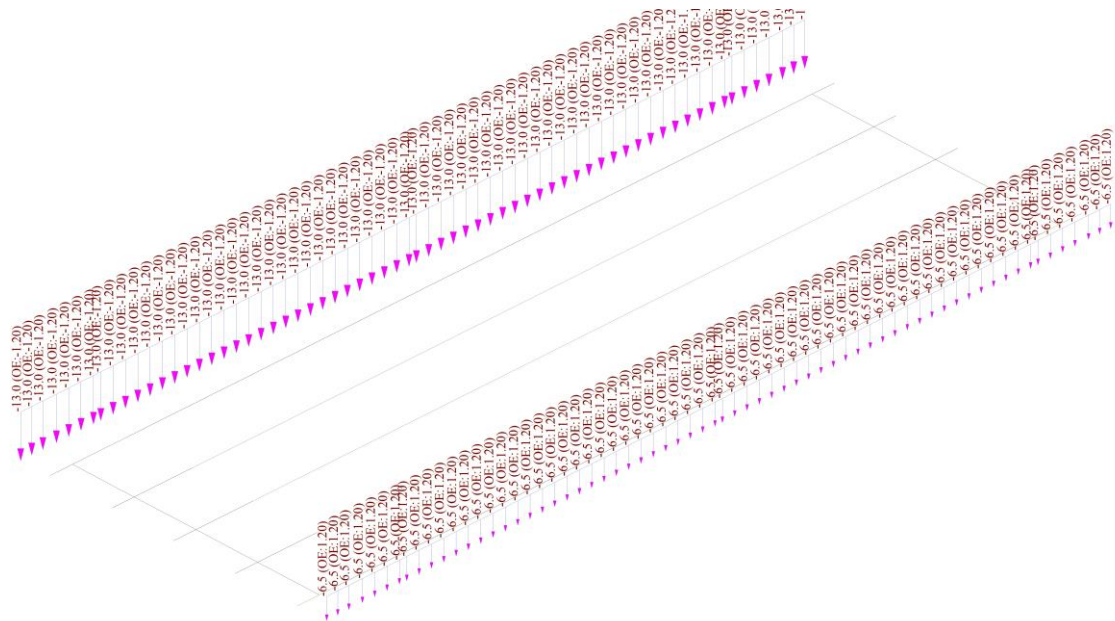


Figura 15: Carico cordolo

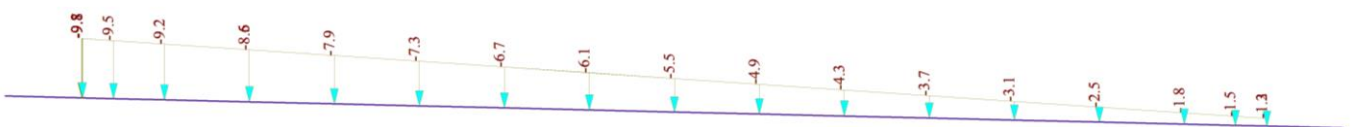


Figura 16: Carico massetto

PROGETTAZIONE ATI:

I carichi mobili vengono inseriti per corsie di carico, il software tramite analisi di linee di influenza posiziona i carichi per massimizzare le sollecitazioni, si riporta l'esempio della stesa di carico eccentrica posizionata per dare il massimo momento positivo nella mezzeria della trave di bordo.

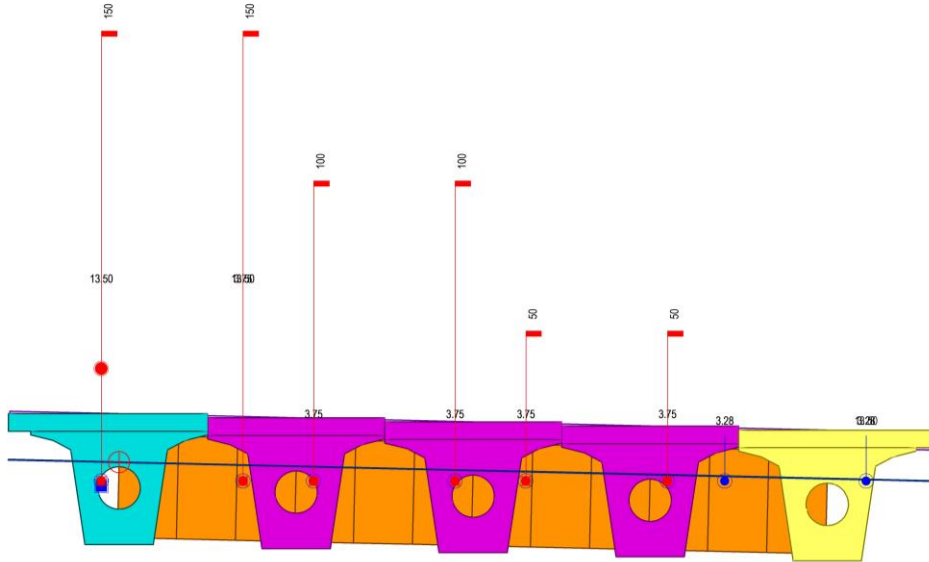


Figura 17: Sezione trasversale impalcato con carichi mobili applicati

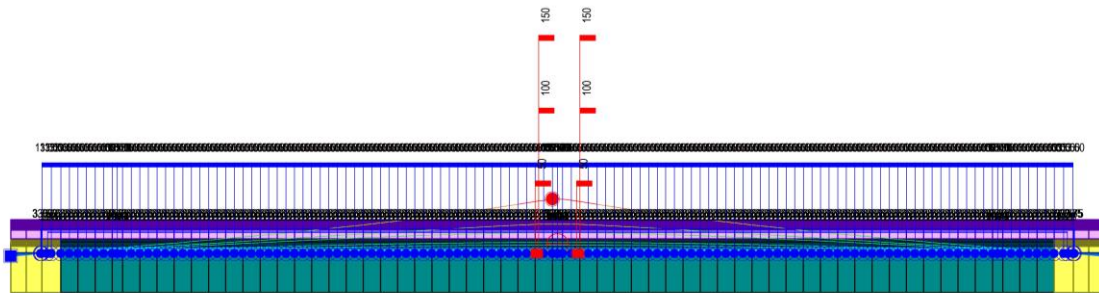


Figura 18: Profilo longitudinale impalcato con carichi mobili applicati

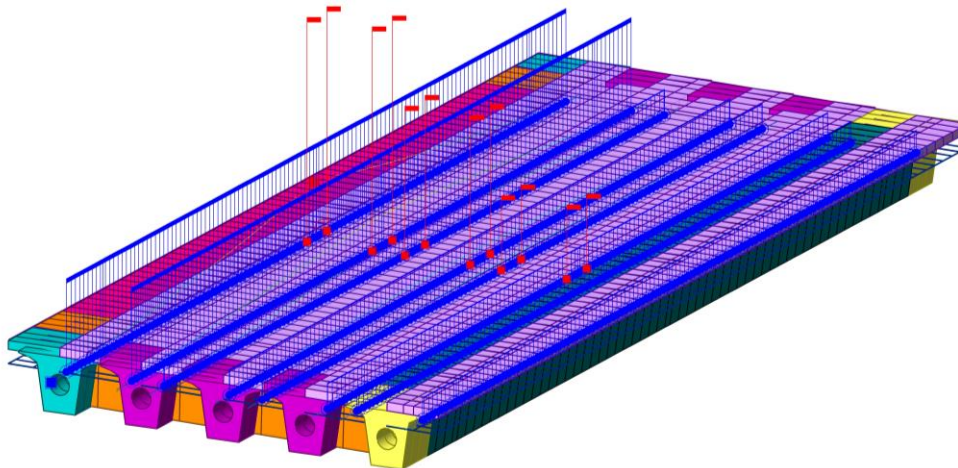


Figura 19: Vista assometrica 3D impalcato

PROGETTAZIONE ATI:

7.2 CARATTERISTICHE STATICHE DELLE SEZIONI

Vengono elencate le caratteristiche statiche delle sezioni delle travi di bordo

- Testata senza soletta Testata con soletta

Section Properties		
Area	1.78875e+000	m ²
WArea	1.78875e+000	m ²
Asy	1.24016e+000	m ²
Asz	1.03398e+000	m ²
Ixx	4.99562e-001	m ⁴
Iyy	4.55803e-001	m ⁴
Izz	3.57672e-001	m ⁴

Section Properties		
Area	2.41488e+000	m ²
WArea	2.49192e+000	m ²
Asy	1.69682e+000	m ²
Asz	1.29031e+000	m ²
Ixx	7.15814e-001	m ⁴
Iyy	7.63295e-001	m ⁴
Izz	7.81806e-001	m ⁴

- Raccordo senza soletta Raccordo con soletta

Section Properties		
Area	1.11585e+000	m ²
WArea	1.11585e+000	m ²
Asy	2.33395e-001	m ²
Asz	7.04035e-001	m ²
Ixx	3.32439e-002	m ⁴
Iyy	3.13679e-001	m ⁴
Izz	3.17847e-001	m ⁴

Section Properties		
Area	1.74199e+000	m ²
WArea	1.81903e+000	m ²
Asy	8.08772e-001	m ²
Asz	8.53520e-001	m ²
Ixx	6.18999e-001	m ⁴
Iyy	6.56751e-001	m ⁴
Izz	7.40450e-001	m ⁴

- Centrale senza soletta Centrale con soletta

Section Properties		
Area	8.05550e-001	m ²
WArea	8.05550e-001	m ²
Asy	1.70972e-001	m ²
Asz	4.31624e-001	m ²
Ixx	1.58126e-002	m ⁴
Iyy	2.58997e-001	m ⁴
Izz	2.66395e-001	m ⁴

Section Properties		
Area	1.43169e+000	m ²
WArea	1.50872e+000	m ²
Asy	7.34664e-001	m ²
Asz	5.36850e-001	m ²
Ixx	5.16497e-001	m ⁴
Iyy	5.79047e-001	m ⁴
Izz	6.87809e-001	m ⁴

Vengono elencate le caratteristiche statiche delle sezioni delle travi centrali e intermedie

- Testata senza soletta Testata con soletta

Section Properties			Section Properties		
Area	1.78875e+000	m ²	Area	2.34527e+000	m ²
WArea	1.78875e+000	m ²	WArea	2.41375e+000	m ²
Asy	1.24017e+000	m ²	Asy	1.66297e+000	m ²
Asz	1.03398e+000	m ²	Asz	1.29784e+000	m ²
Ixx	4.99562e-001	m ⁴	Ixx	7.13299e-001	m ⁴
Iyy	4.55803e-001	m ⁴	Iyy	7.37136e-001	m ⁴
Izz	3.57672e-001	m ⁴	Izz	6.47530e-001	m ⁴

- Raccordo senza soletta Raccordo con soletta

	Value(Before)	Value(After)	Unit
Area	1.115933e+000	1.672461e+000	m ²
Asy	2.216265e-001	7.071100e-001	m ²
Asz	6.849218e-001	8.260272e-001	m ²
Ixx	2.554422e-002	5.890524e-001	m ⁴
Iyy	3.136978e-001	6.312185e-001	m ⁴
Izz	3.178705e-001	6.077288e-001	m ⁴

- Centrale senza soletta Centrale con soletta

	Value(Before)	Value(After)	Unit
Area	8.056238e-001	1.362152e+000	m ²
Asy	1.598911e-001	6.417769e-001	m ²
Asz	4.160229e-001	5.129066e-001	m ²
Ixx	9.810680e-003	4.896823e-001	m ⁴
Iyy	2.590128e-001	5.578980e-001	m ⁴
Izz	2.664175e-001	5.562757e-001	m ⁴

7.3 ANALISI GLOBALE E CALCOLO DELLE SOLLECITAZIONI

Si riportano i diagrammi delle sollecitazioni caratteristiche per i principali carichi.

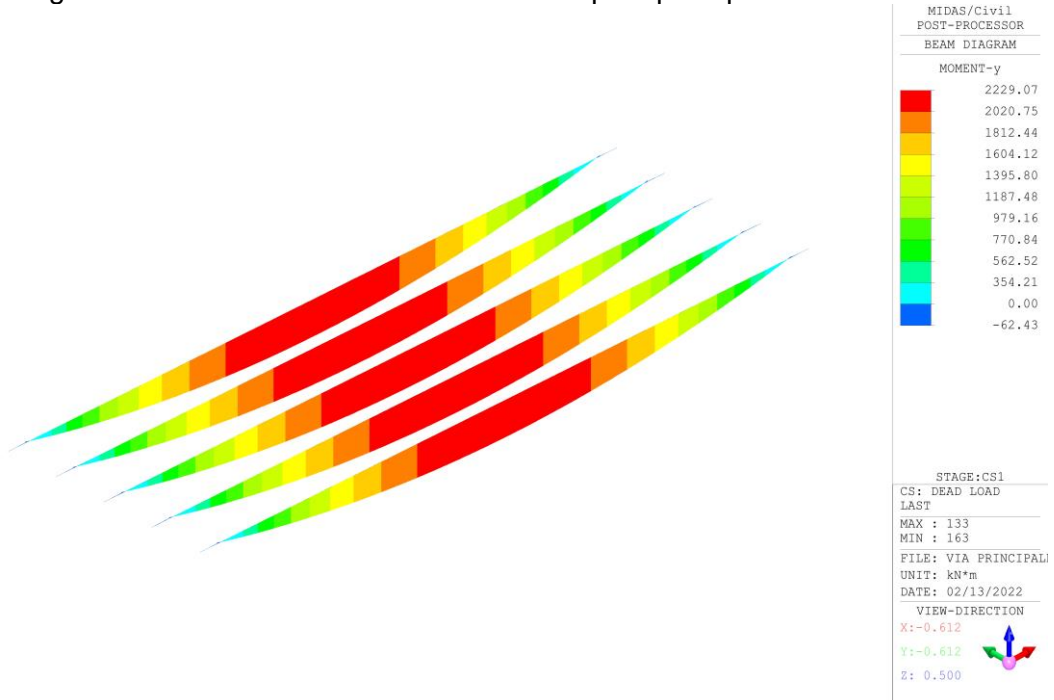


Figura 20: Momento flettente G1 Fase 1

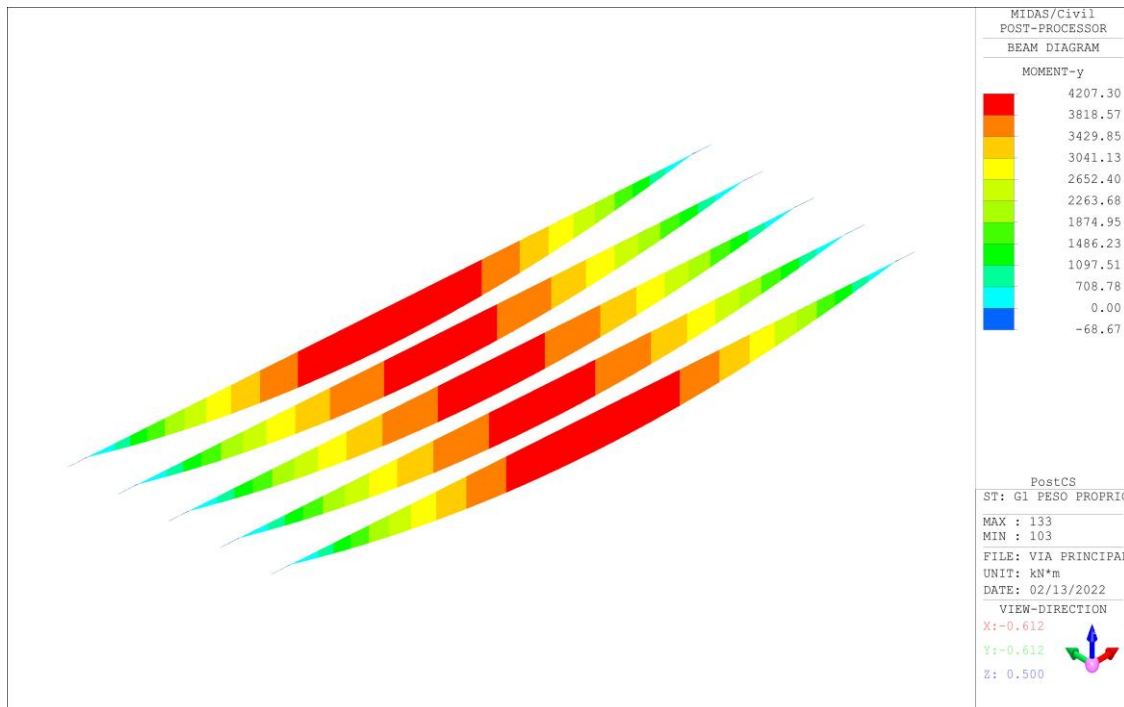


Figura 21: Momento flettente G1 Fase 2

PROGETTAZIONE ATI:

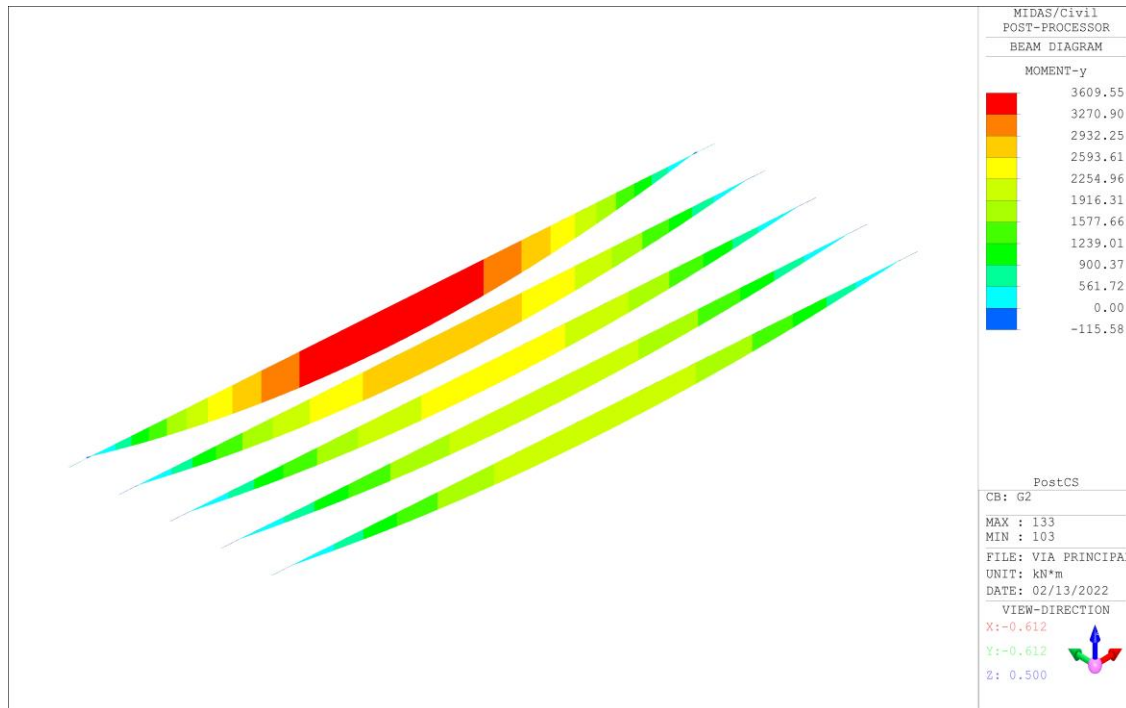


Figura 22: Momento flettente G2

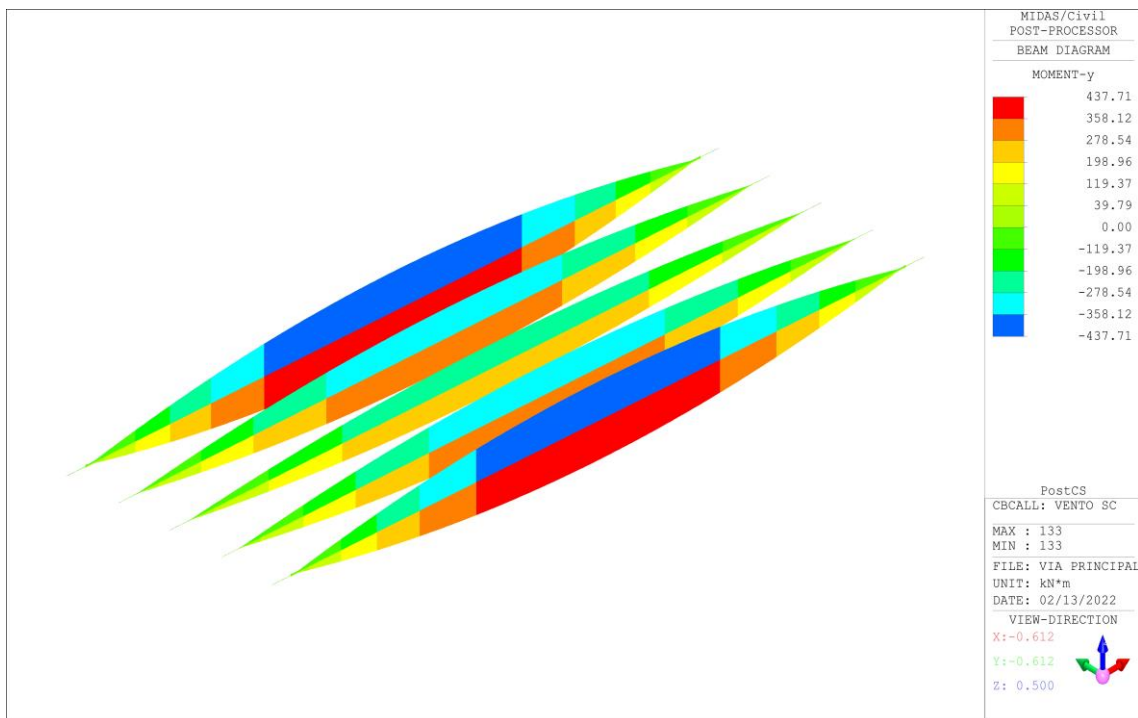


Figura 23: Momento flettente vento ponte scarico (INV)

PROGETTAZIONE ATI:

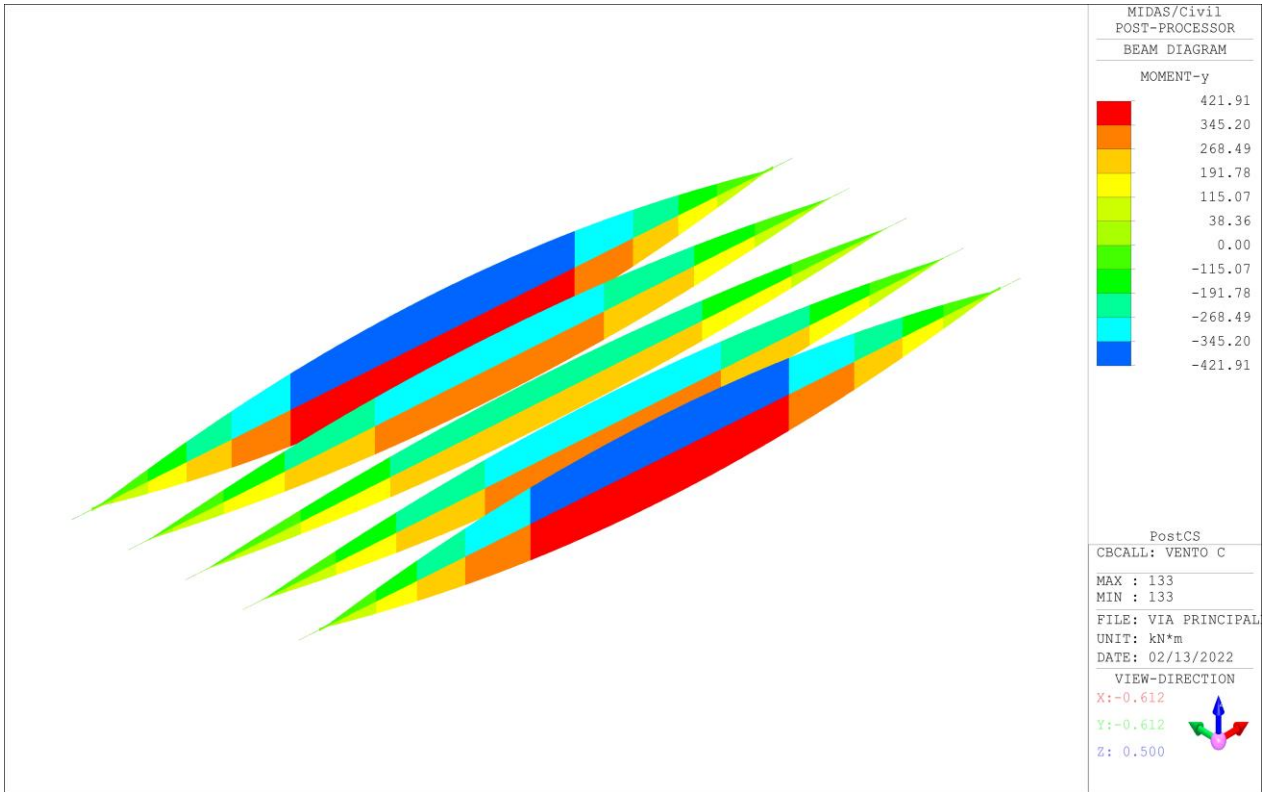


Figura 24: Momento flettente vento ponte carico (INV)

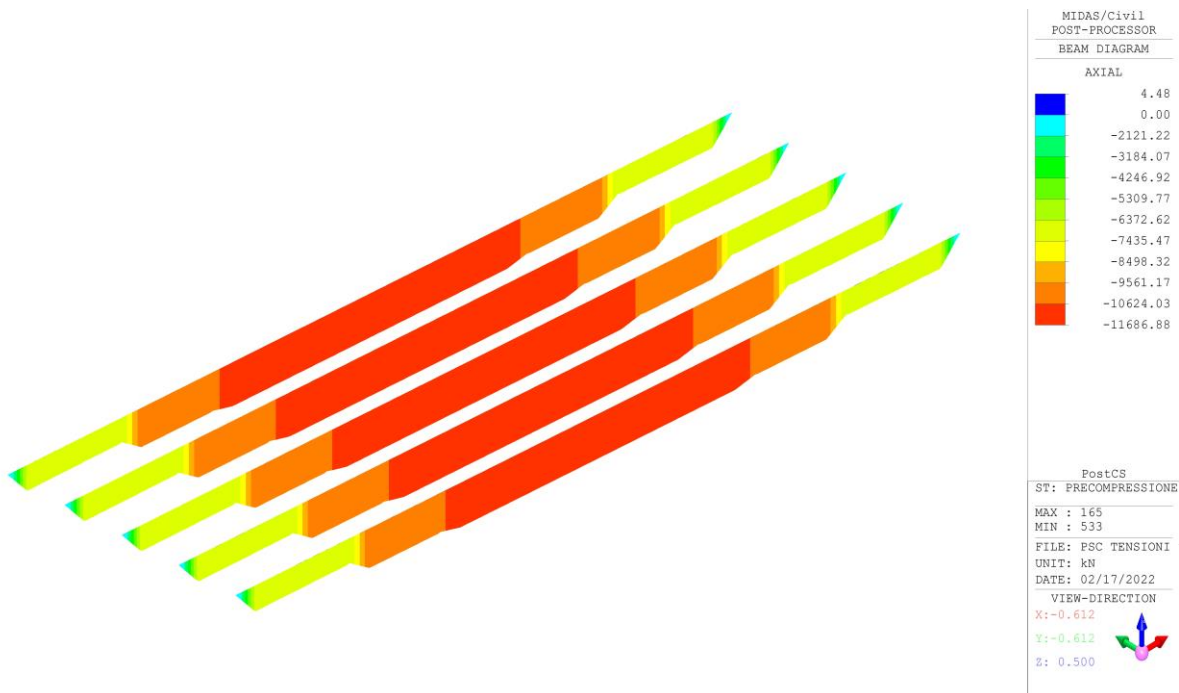


Figura 25: Sforno normale di precompressione

PROGETTAZIONE ATI:

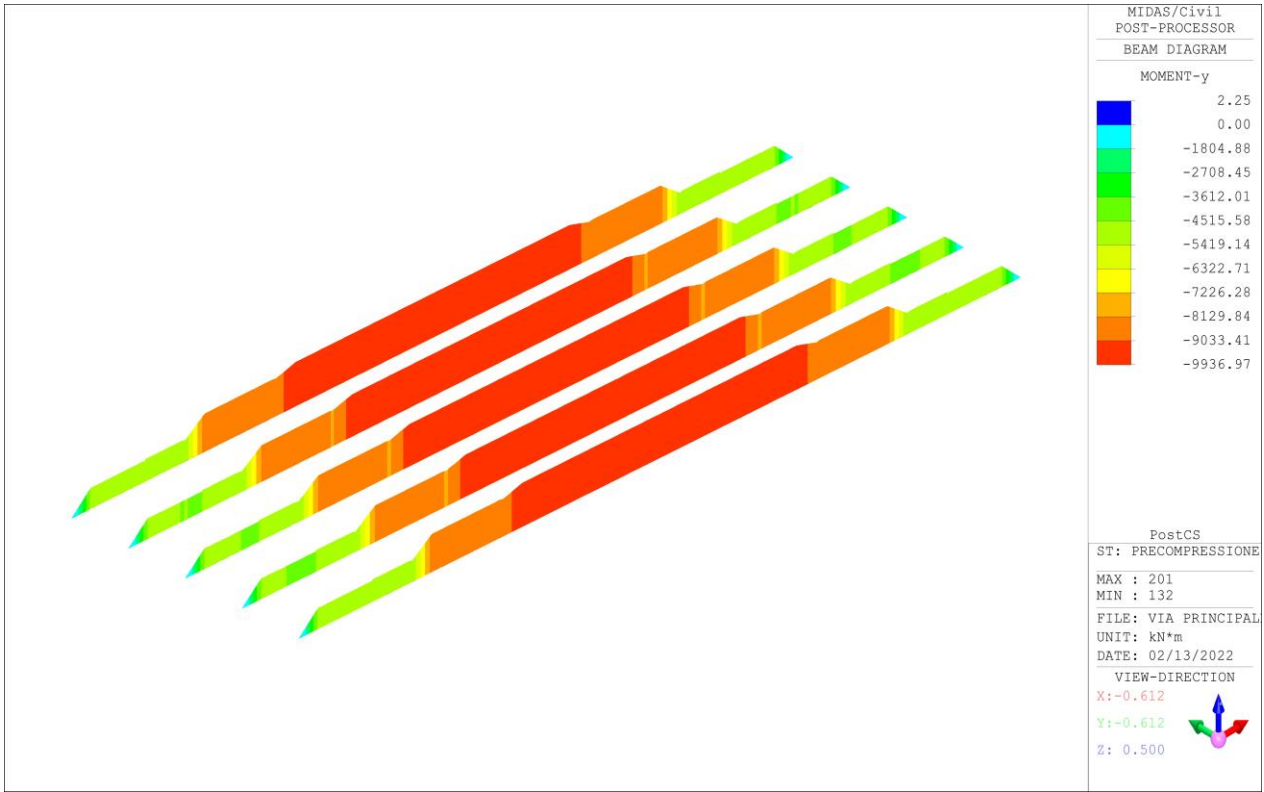


Figura 26: Momento flettente precompressione

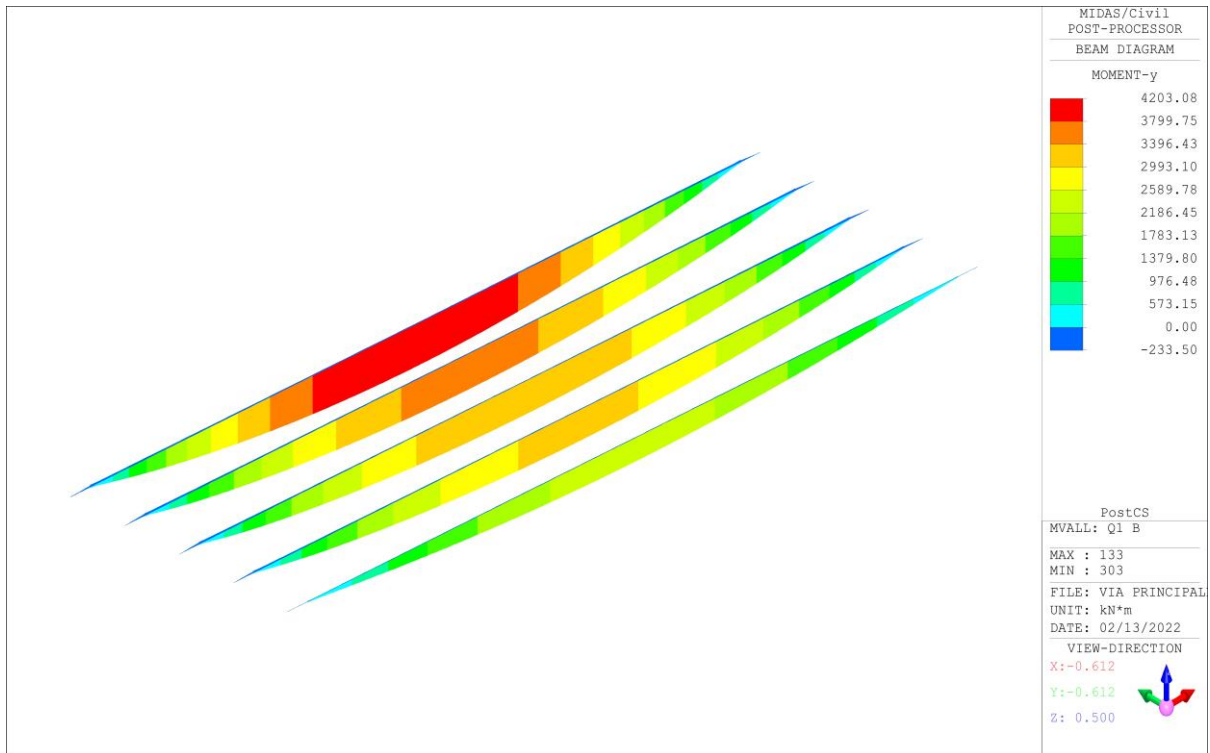


Figura 27: Momento flettente stesa di carichi mobili eccentrica

PROGETTAZIONE ATI:

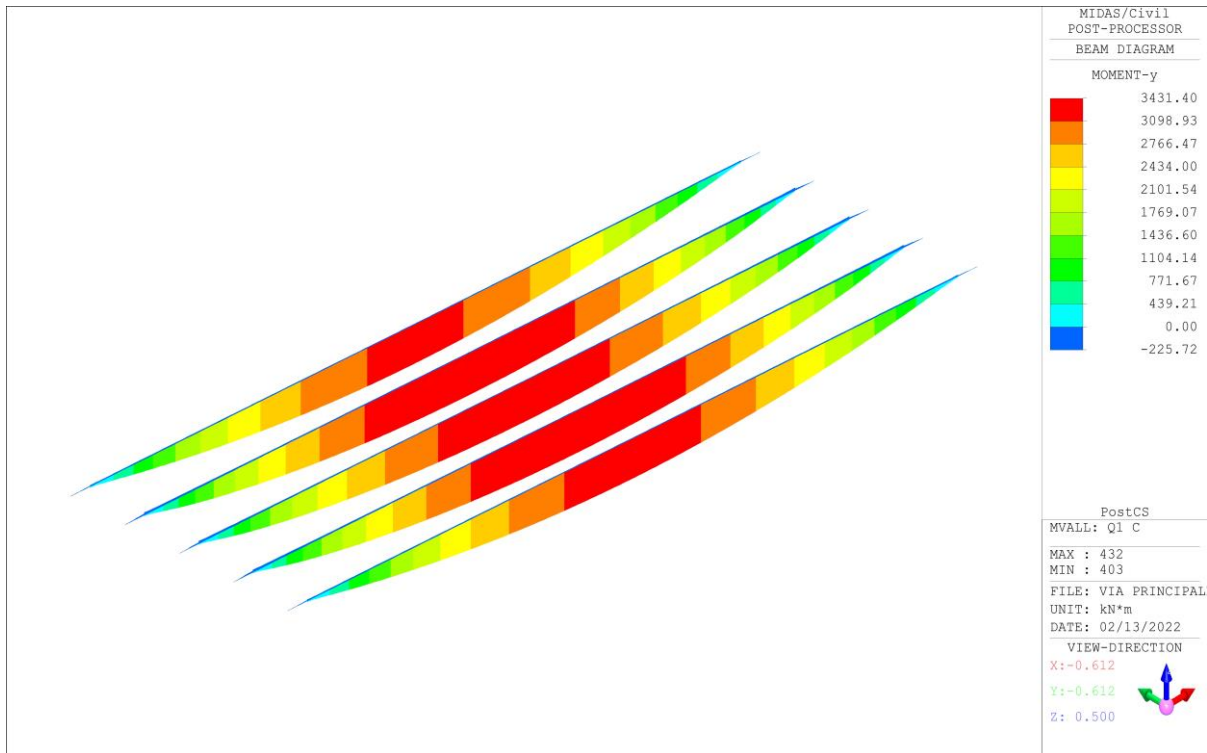


Figura 28: Momento flettente stesa di carichi mobili centrata

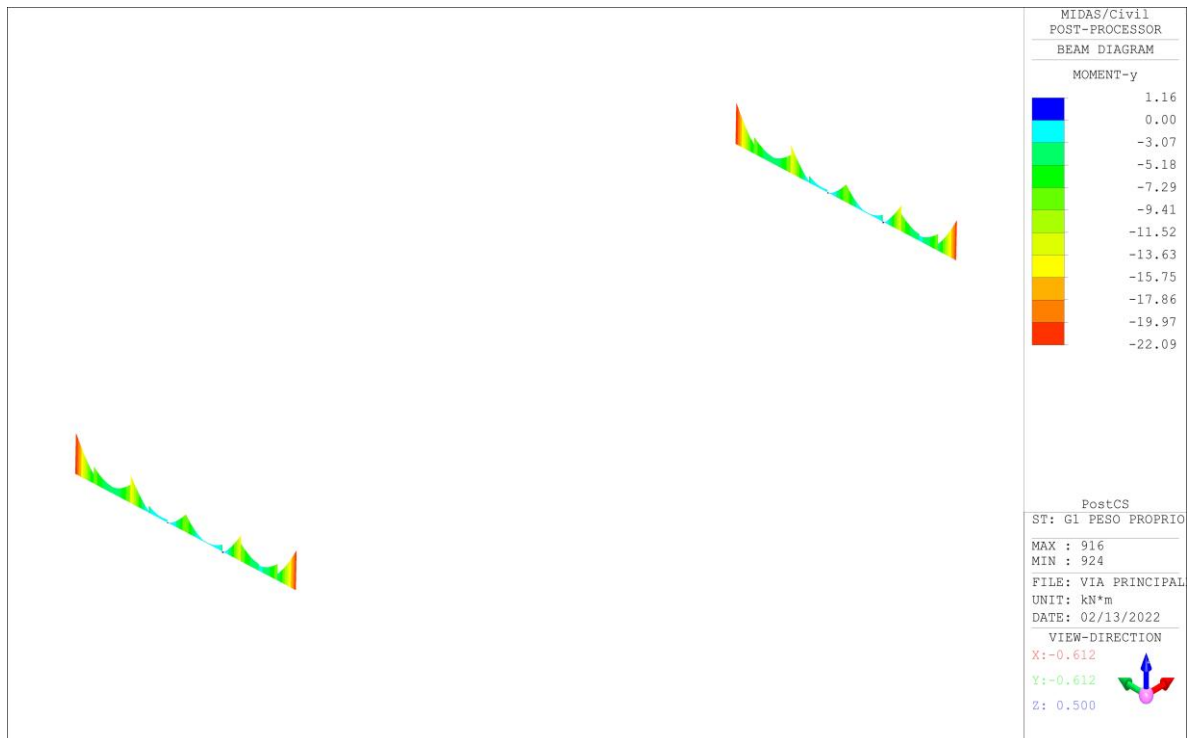


Figura 29: Momento flettente G1

PROGETTAZIONE ATI:

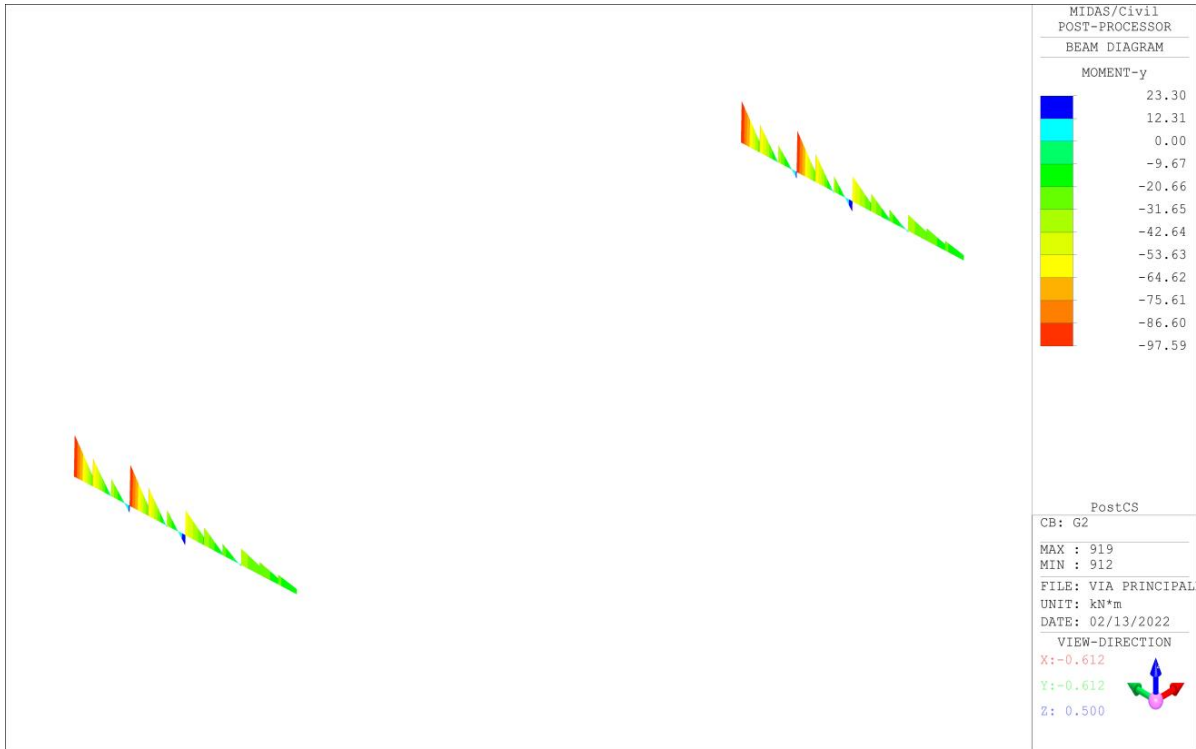


Figura 30: Momento flettente G2

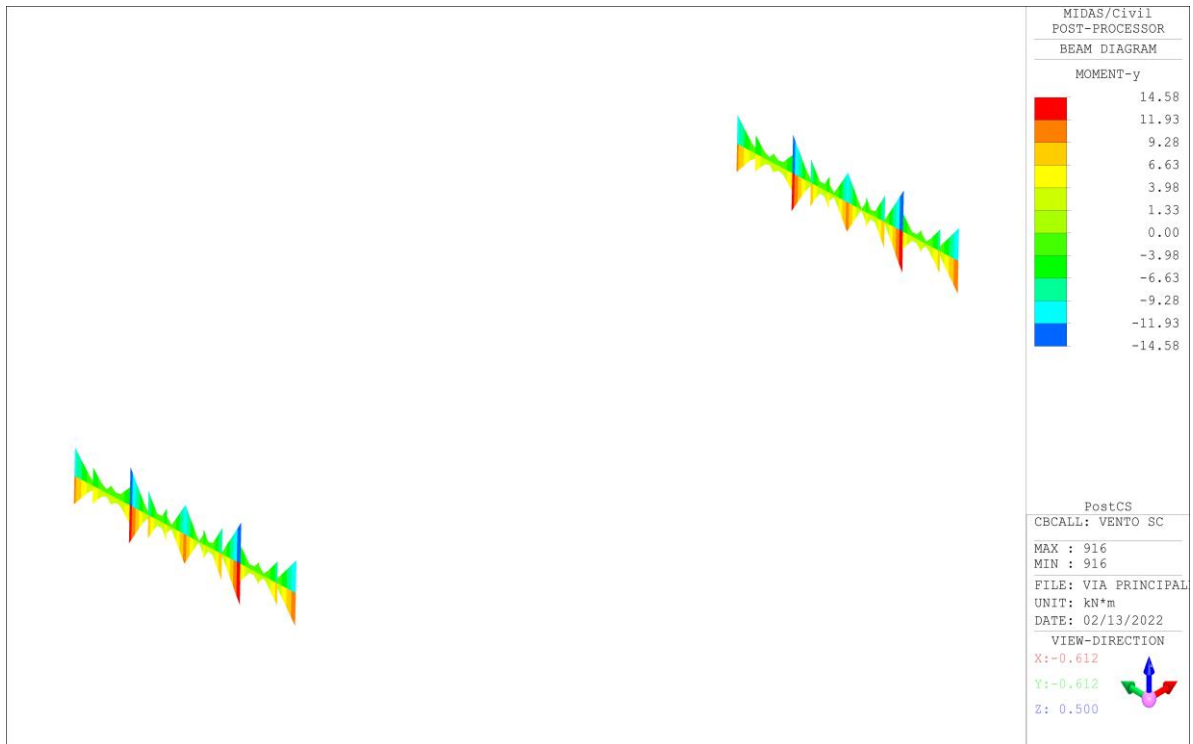


Figura 31: Momento flettente vento ponte scarico (INV)

PROGETTAZIONE ATI:

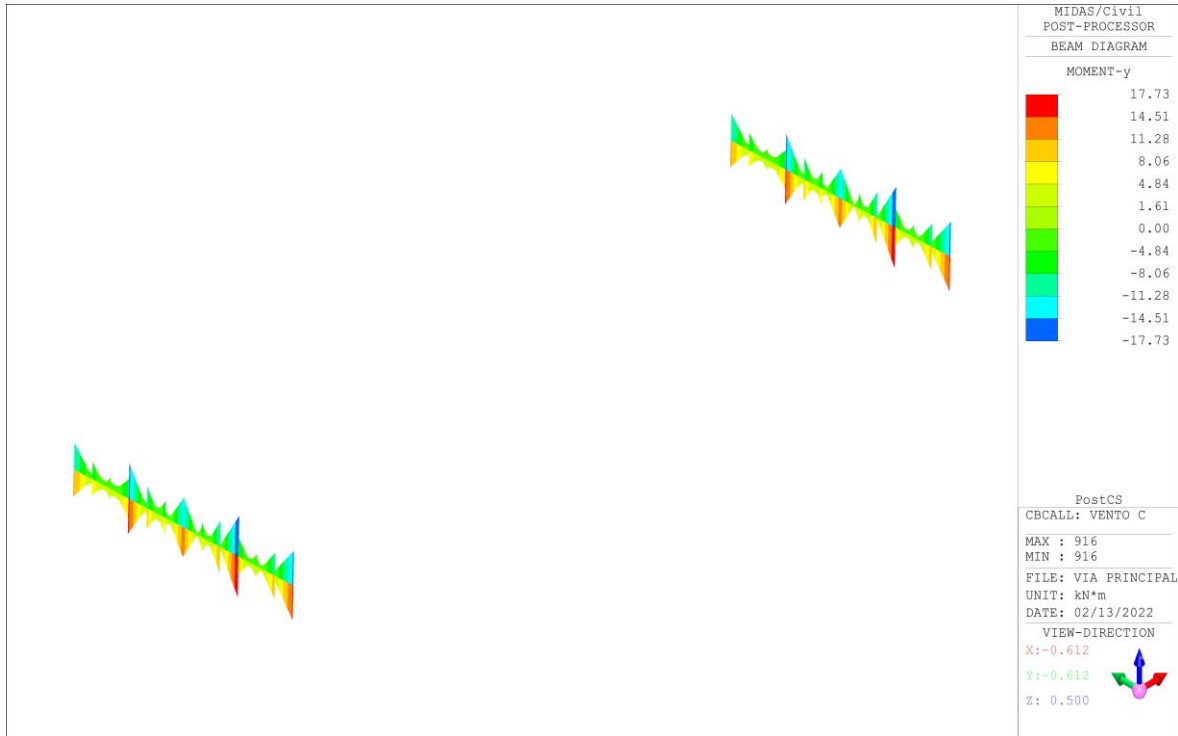


Figura 32: Momento flettente vento ponte carico (INV)

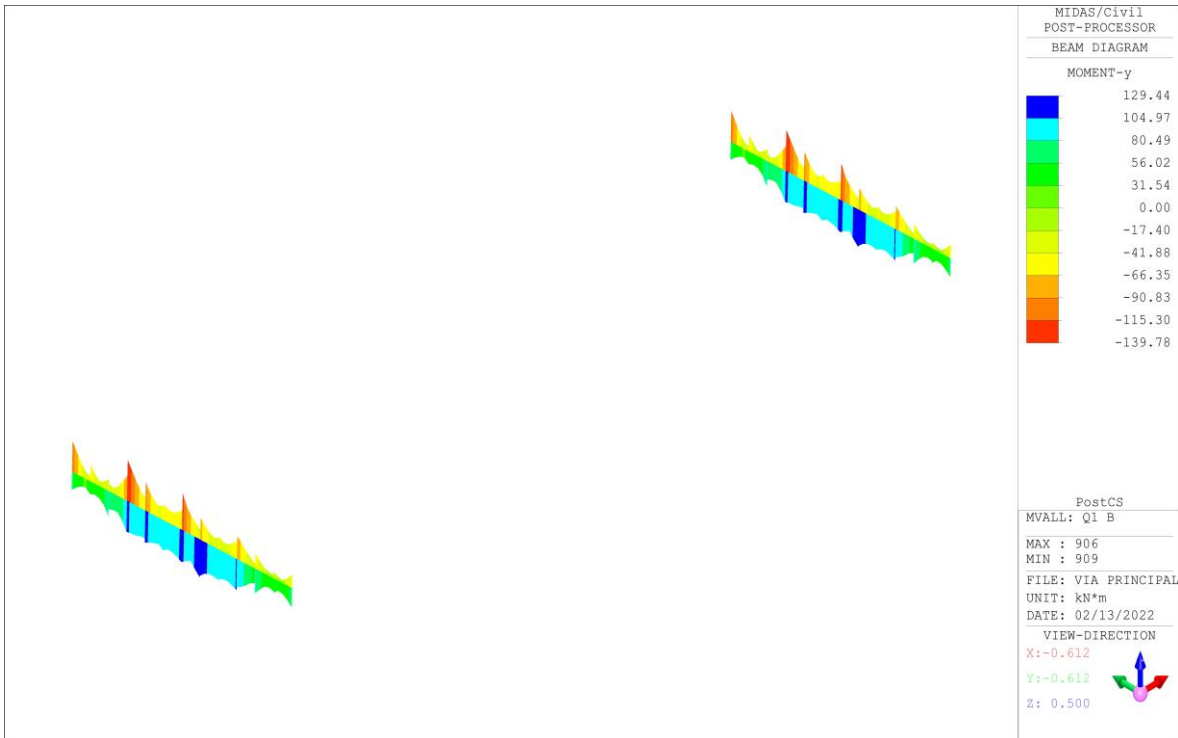


Figura 33: Momento flettente stesa di carichi mobili eccentrica (INV)

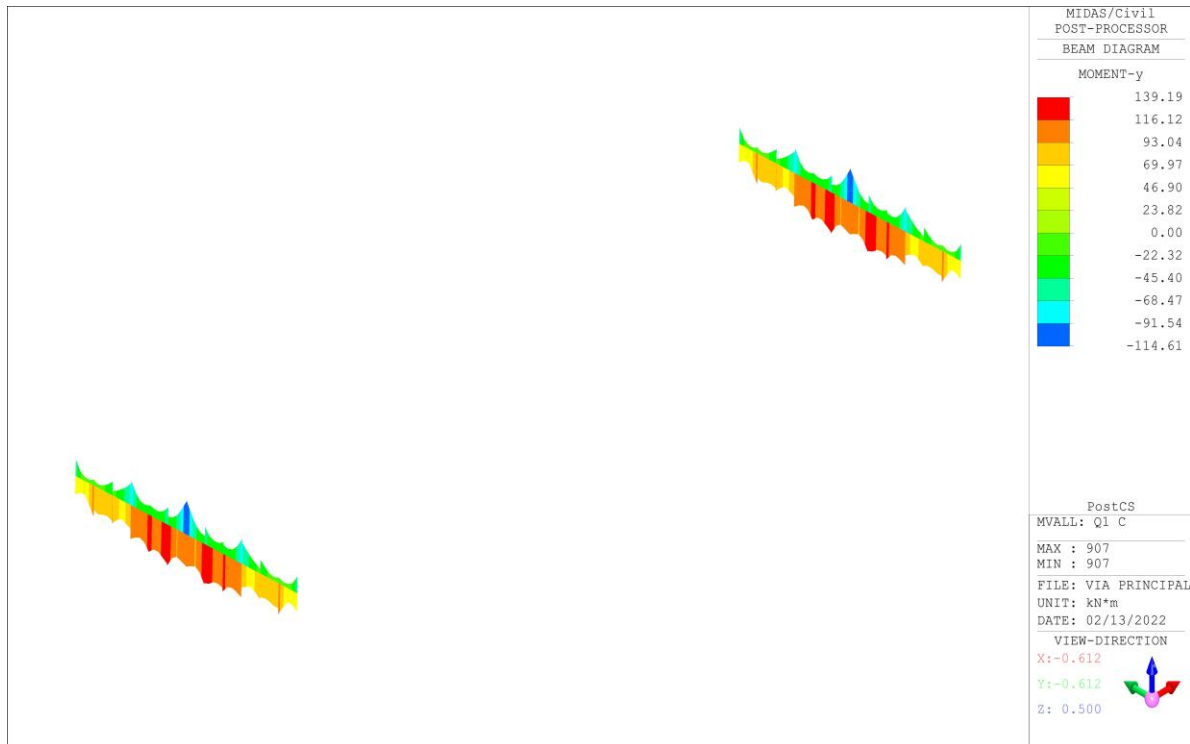


Figura 34: Momento flettente stesa di carichi mobili eccentrica (INV)

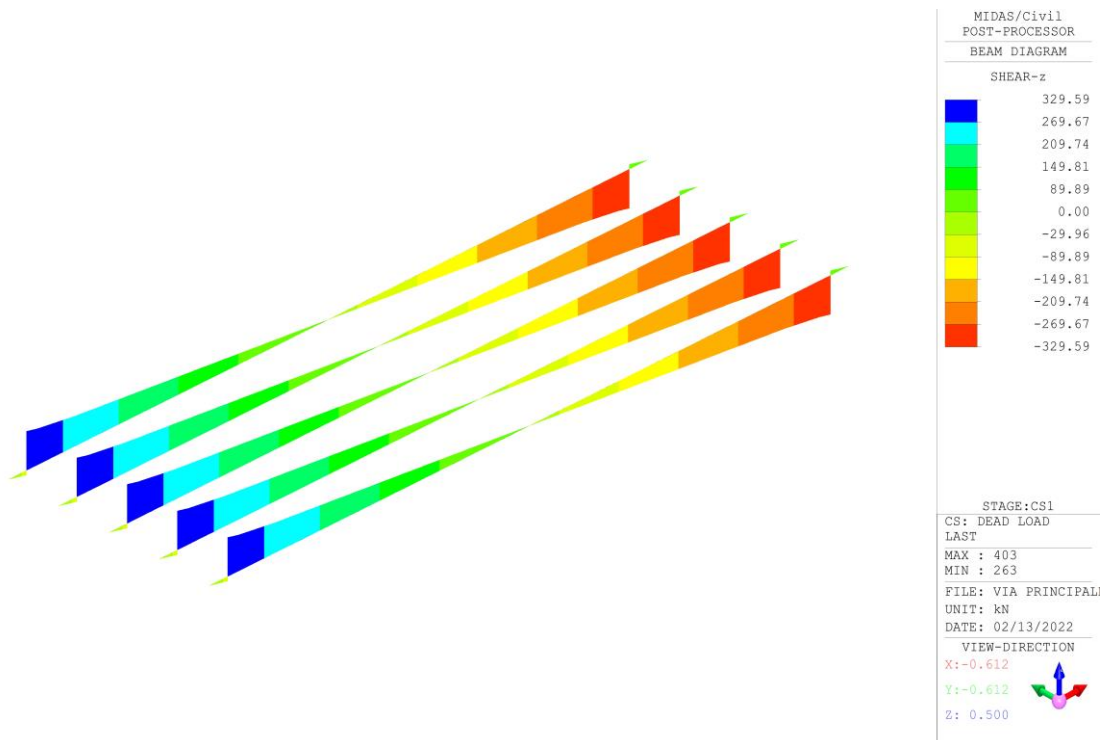


Figura 35: Taglio G1 Fase 1

PROGETTAZIONE ATI:

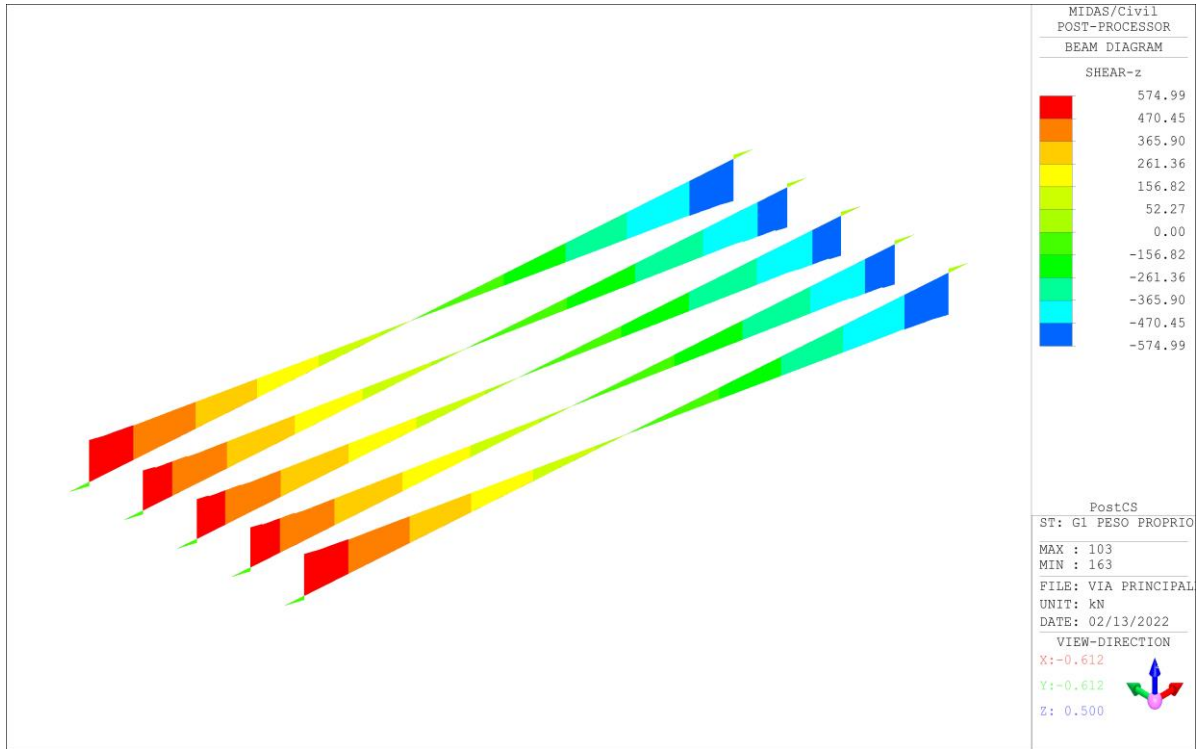


Figura 36: Taglio G1 Fase 2

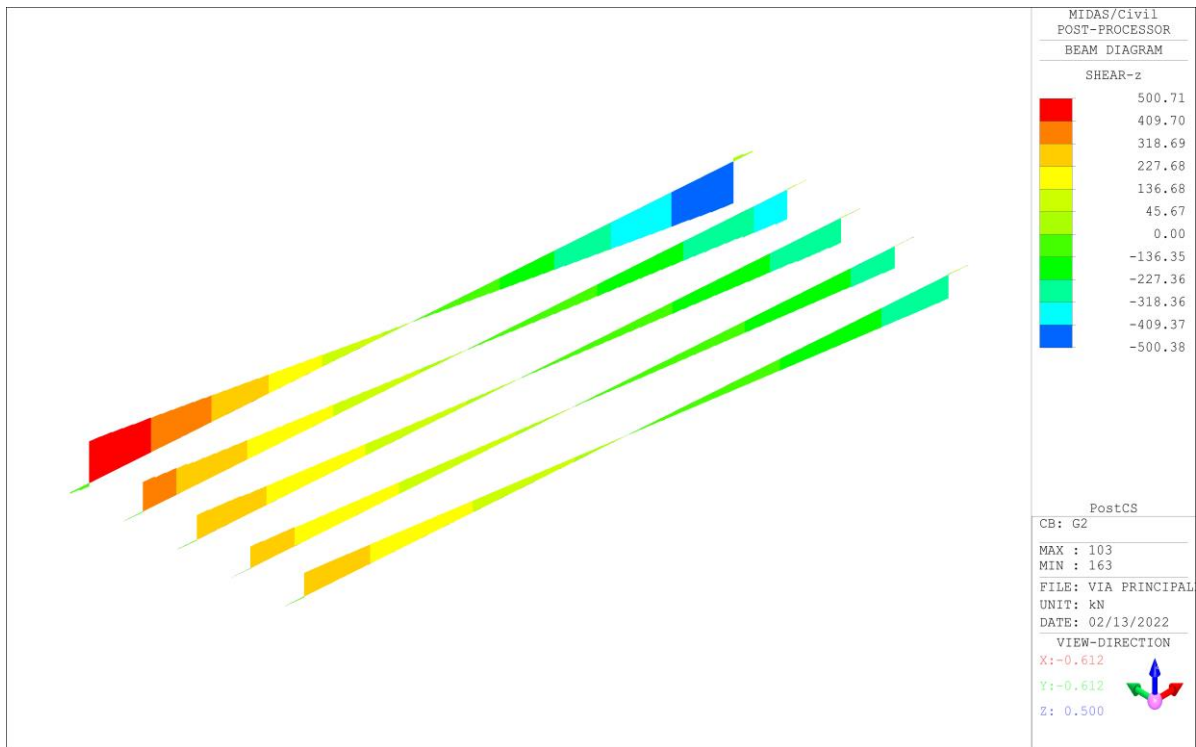


Figura 37: Taglio G2

PROGETTAZIONE ATI:

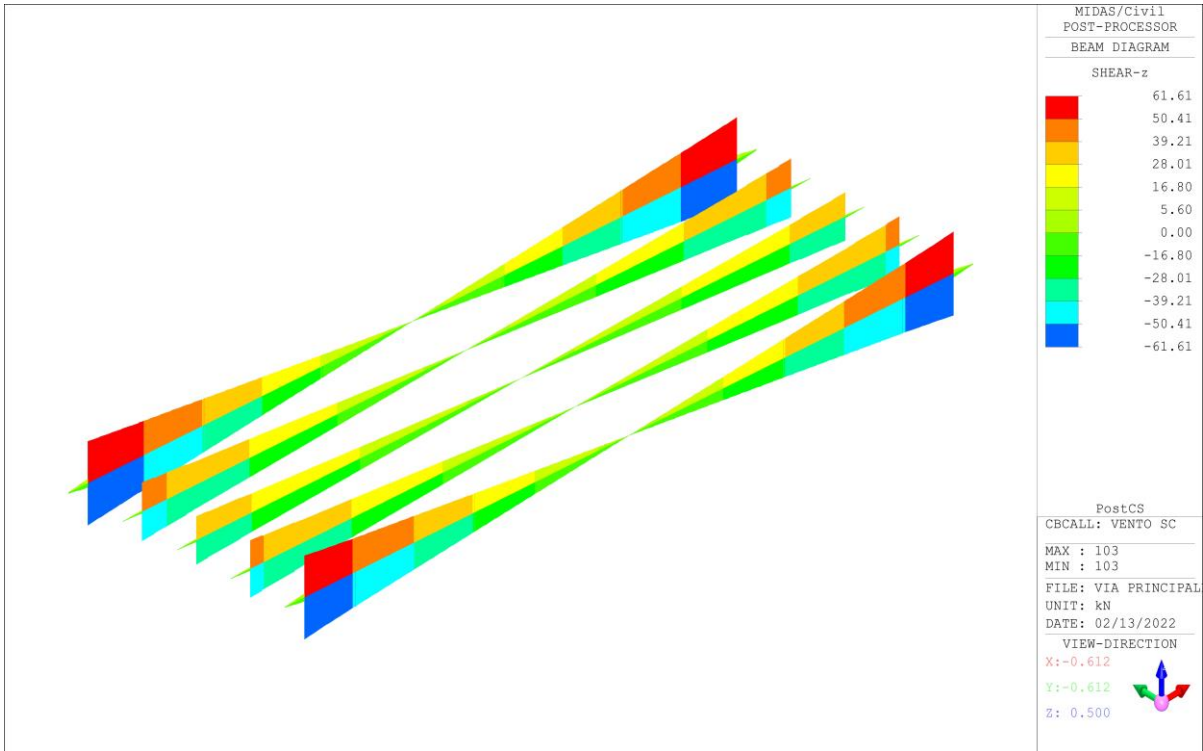


Figura 38: Taglio vento ponte scarico (INV)

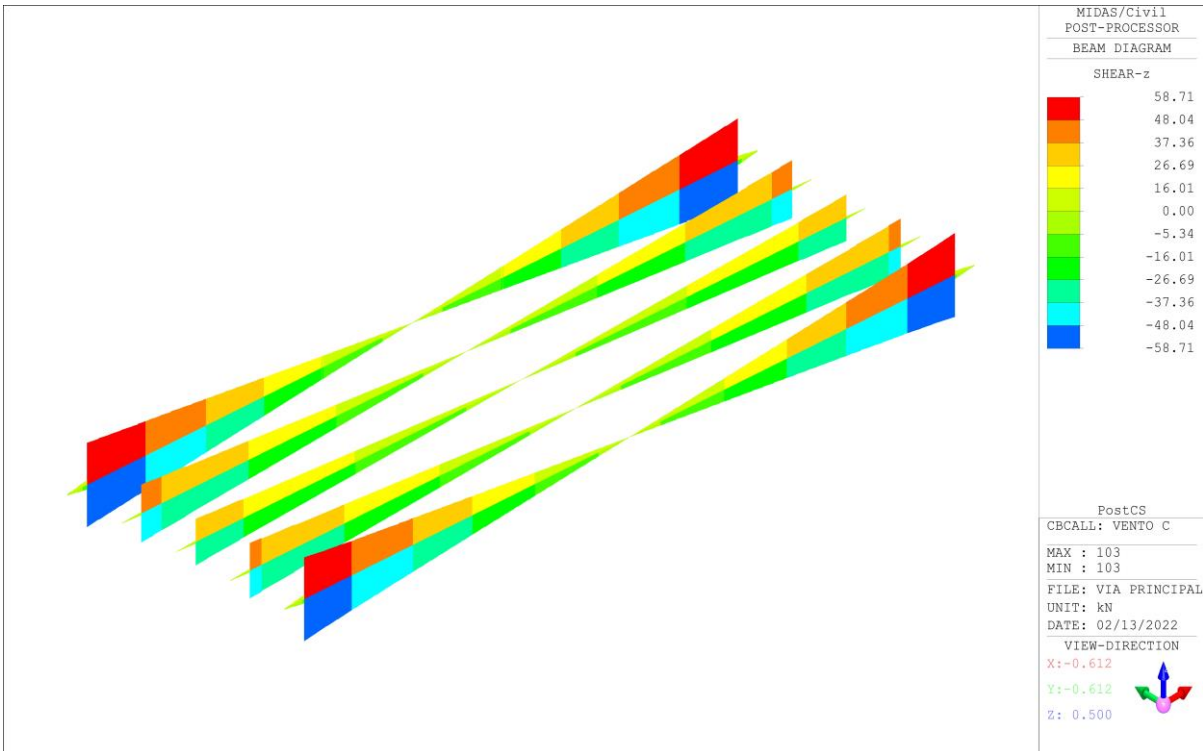


Figura 39: Taglio vento ponte carico (INV)

PROGETTAZIONE ATI:

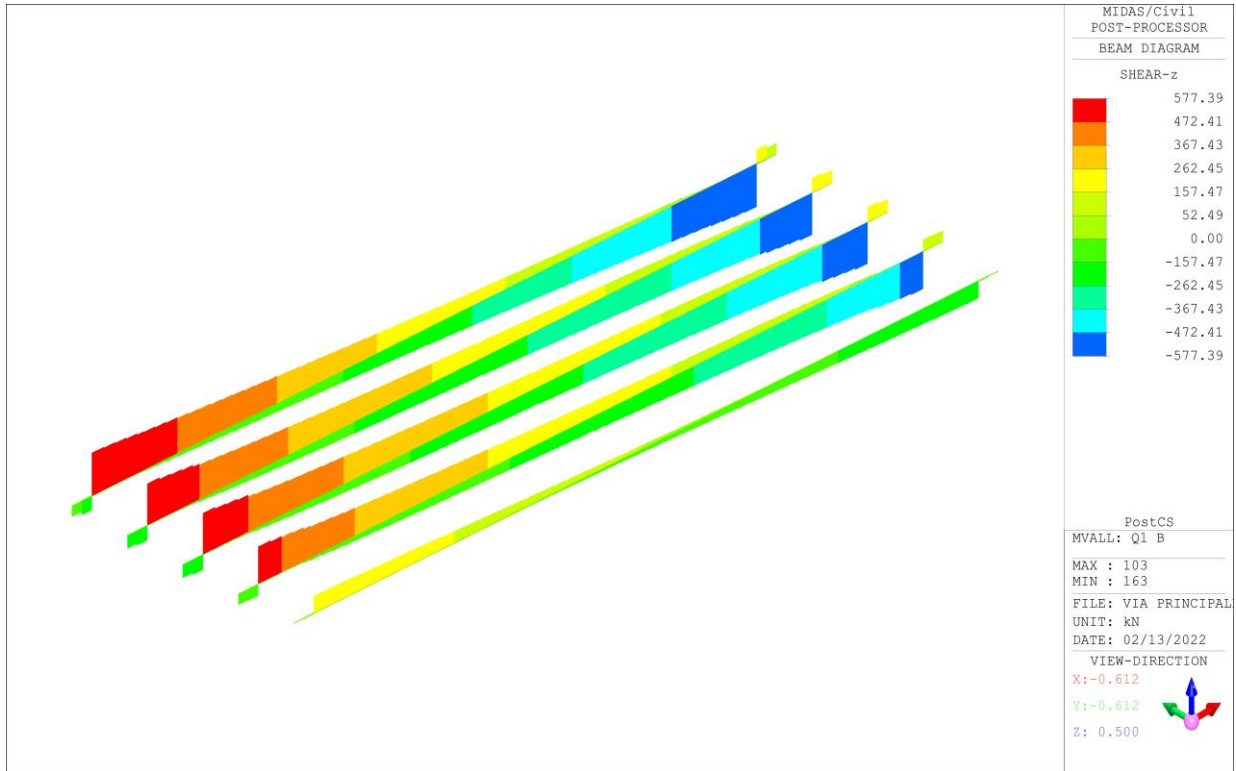


Figura 40: Taglio stesa di carichi mobili eccentrica (INV)

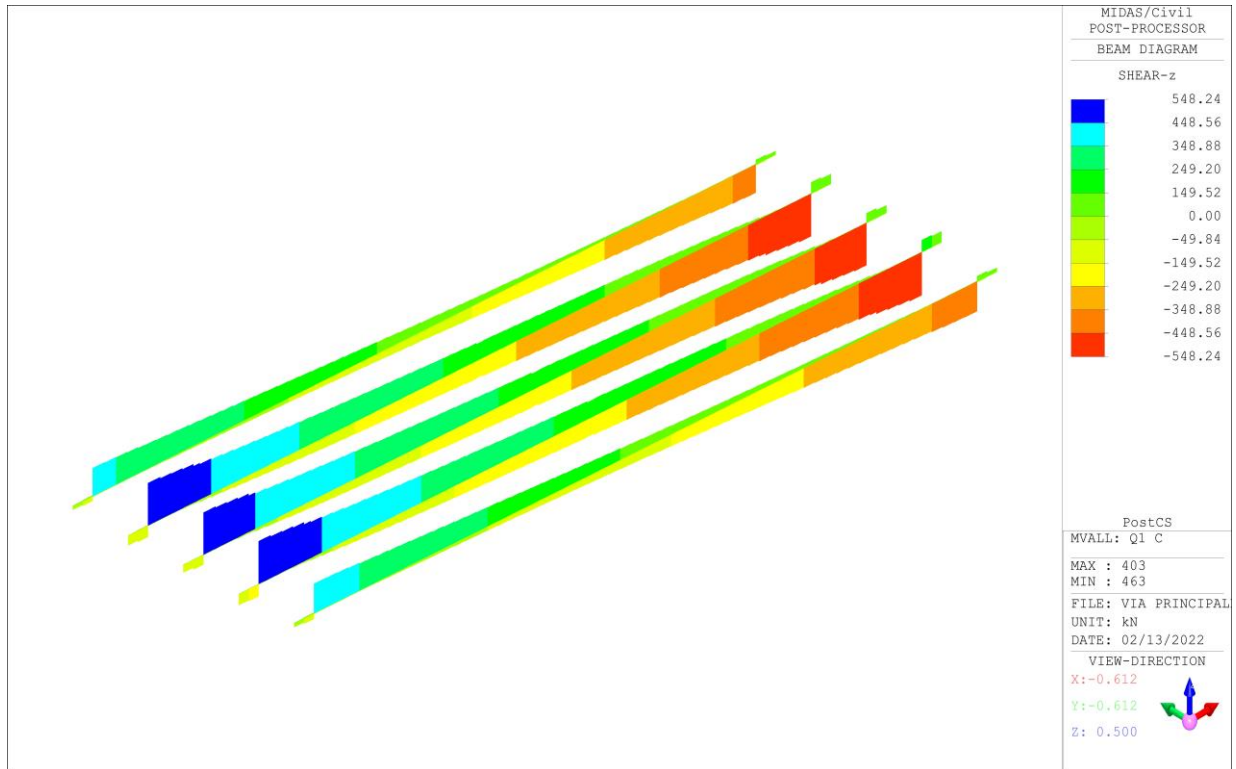


Figura 41: Taglio stesa di carichi mobili centrata (INV)

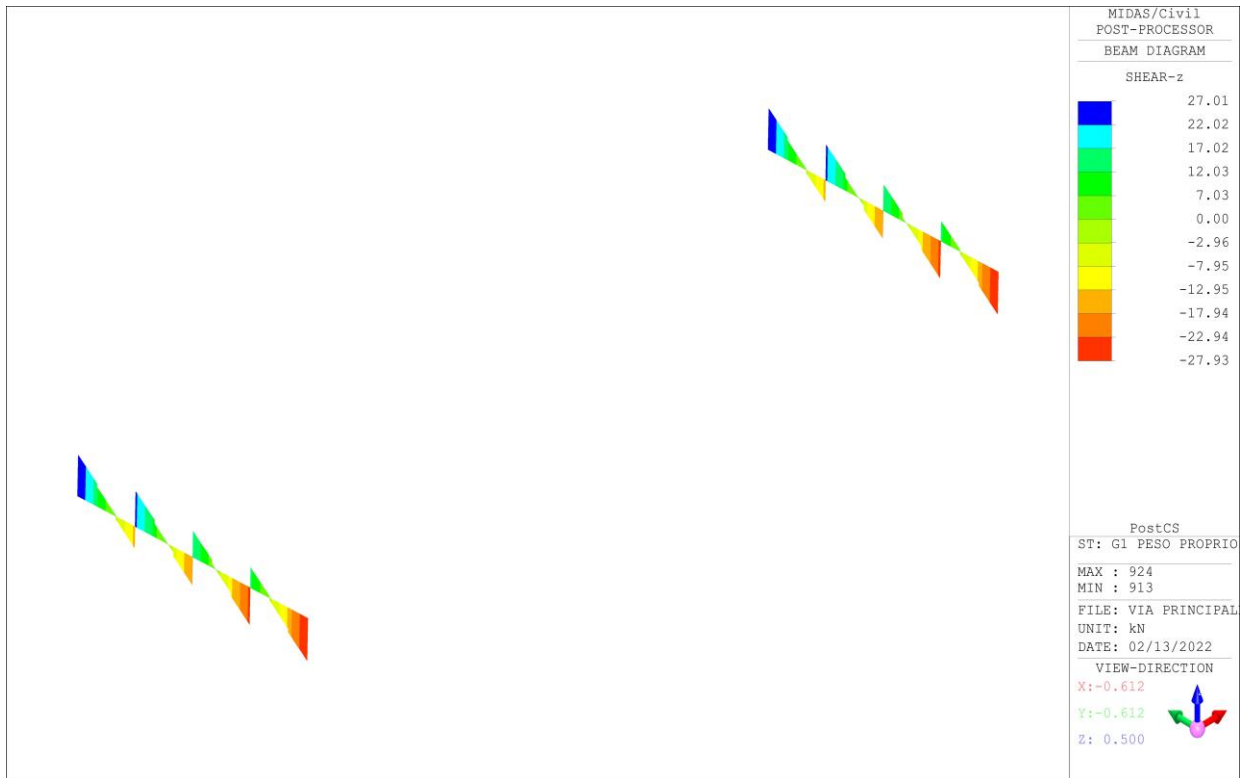


Figura 42: Taglio G1

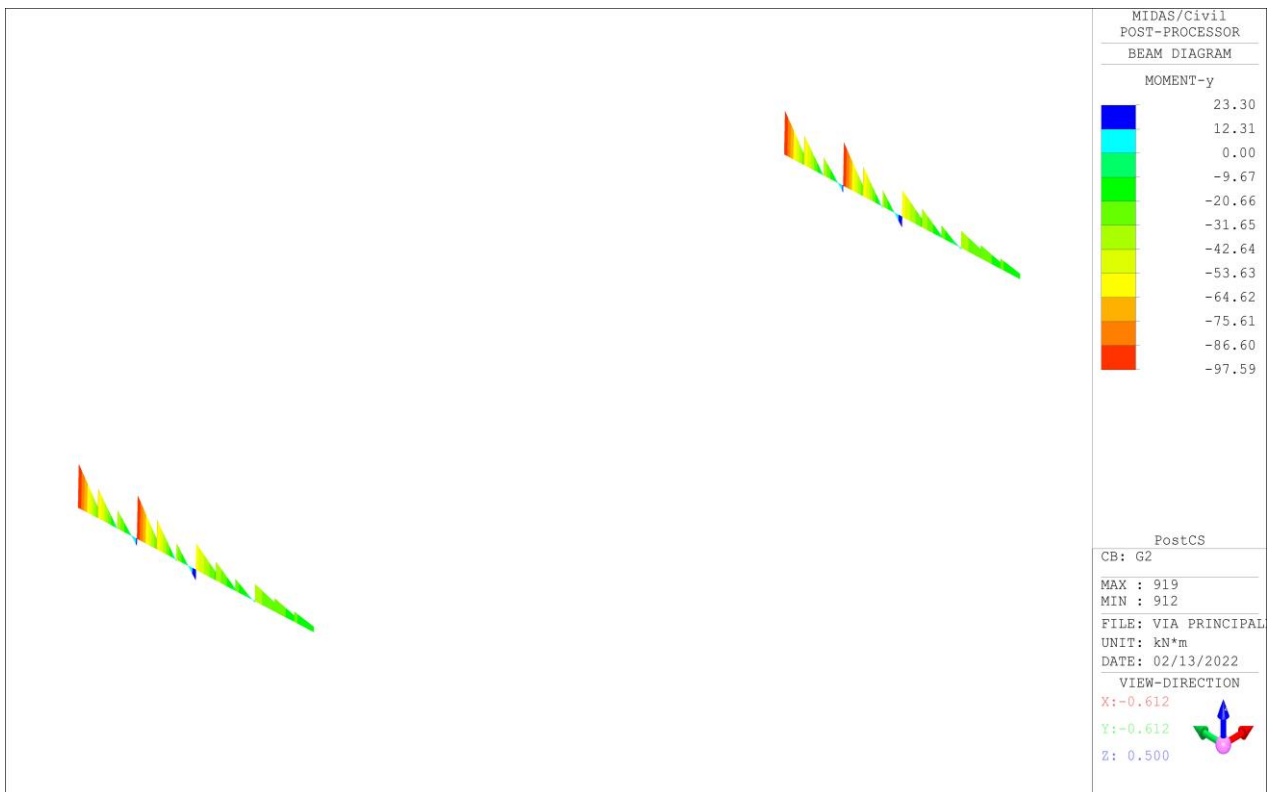


Figura 43: Taglio G2

PROGETTAZIONE ATI:

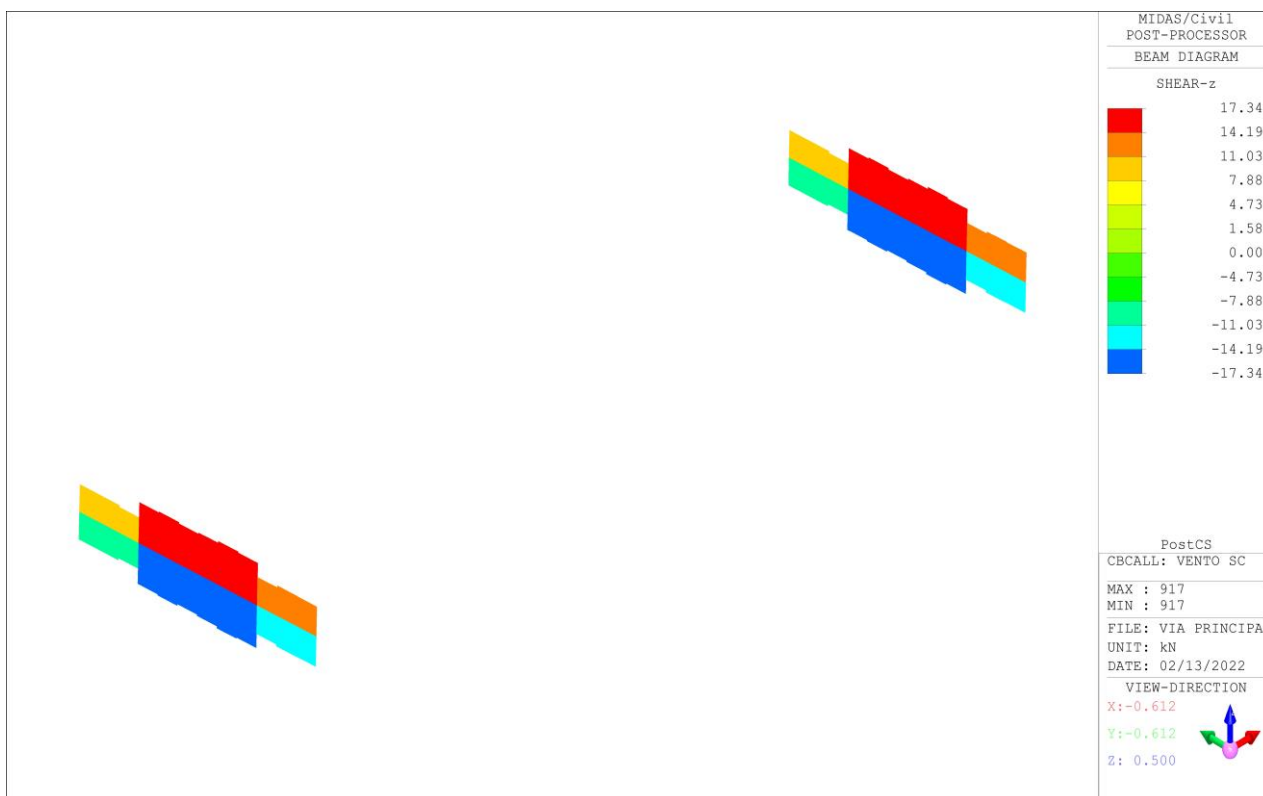


Figura 44: Taglio vento ponte scarico (INV)

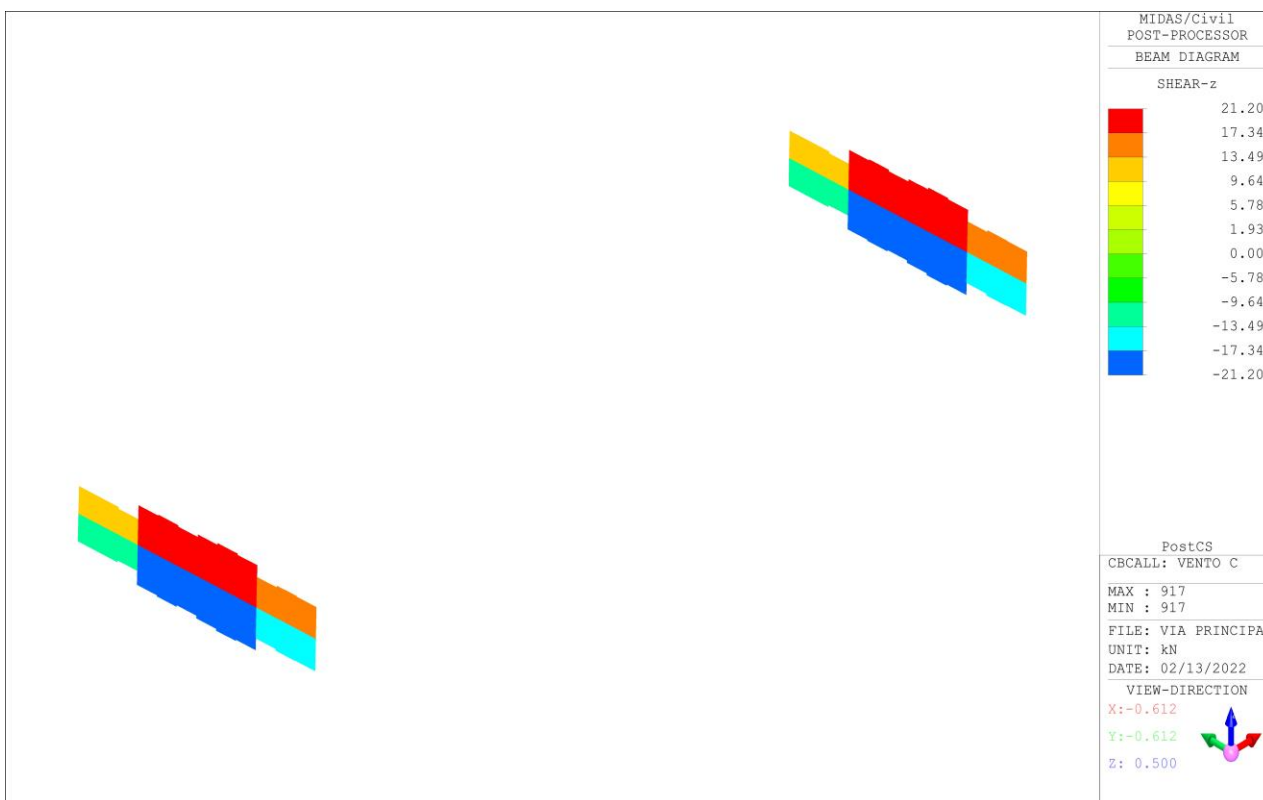


Figura 45: Taglio vento ponte carico (INV)

PROGETTAZIONE ATI:

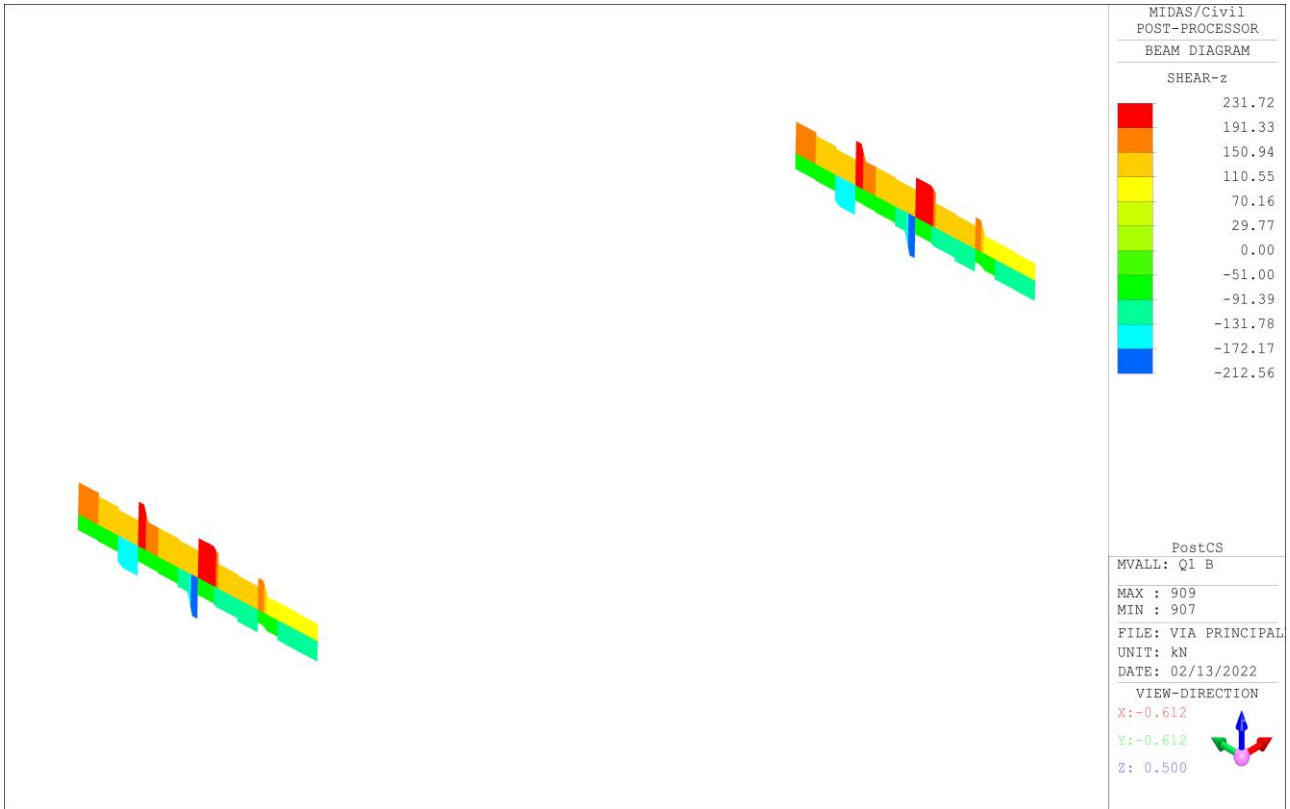


Figura 46: Taglio stesa di carichi mobili eccentrica (INV)

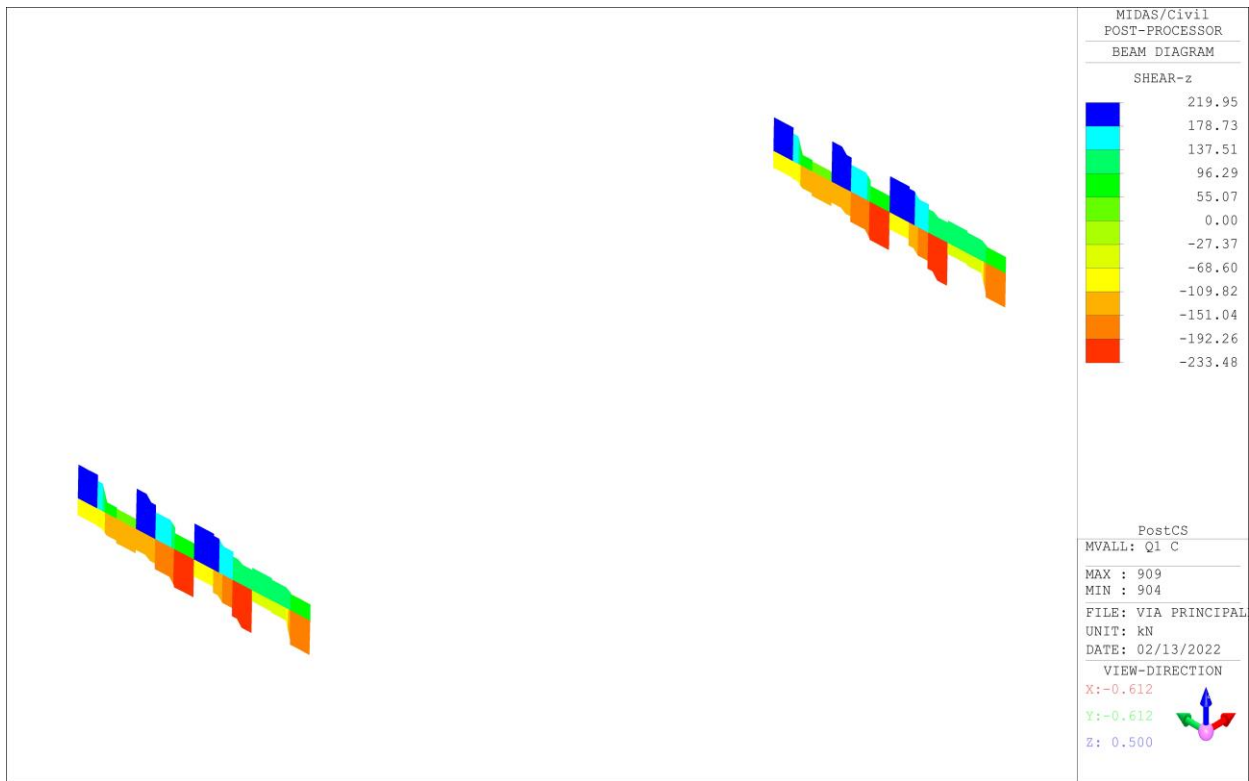


Figura 47: Taglio stesa di carichi mobili centrata (INV)

Si riportano le deformate dei carichi principali e le visualizzazioni delle reazioni vincolari.

PROGETTAZIONE ATI:

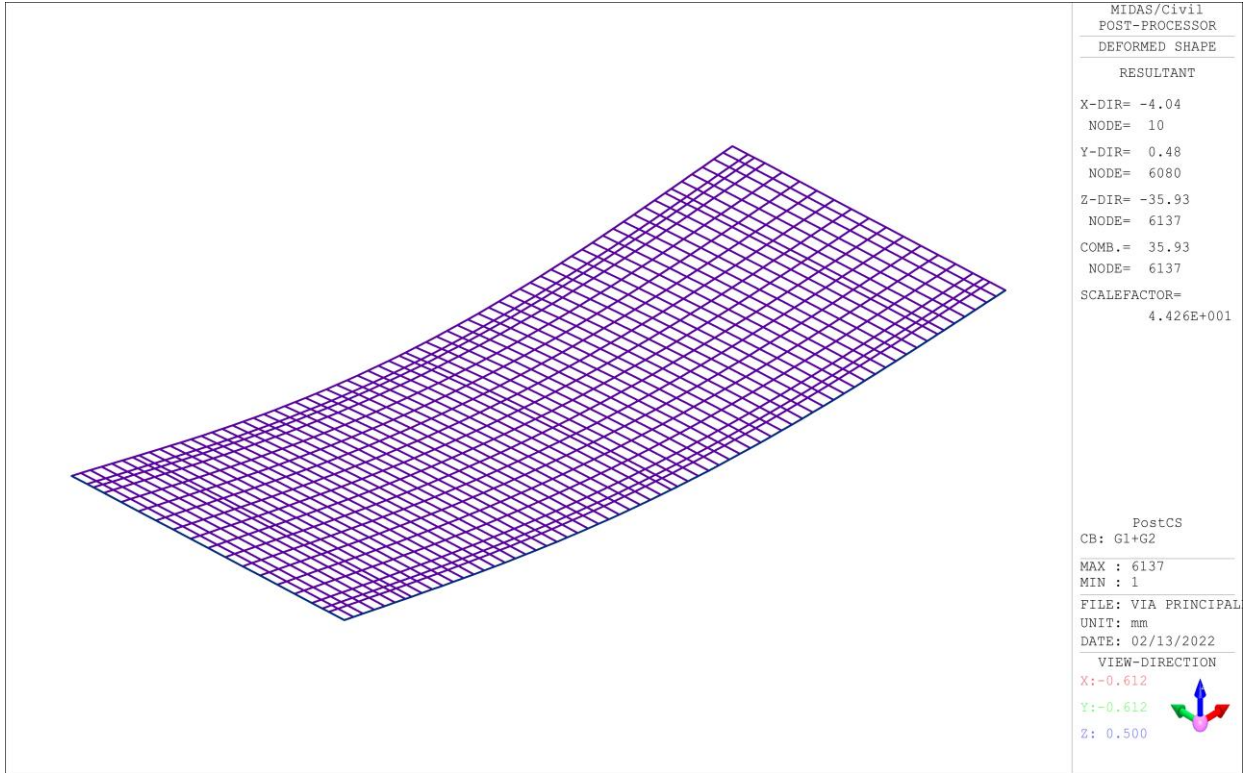


Figura 48: Deformata carichi permanenti

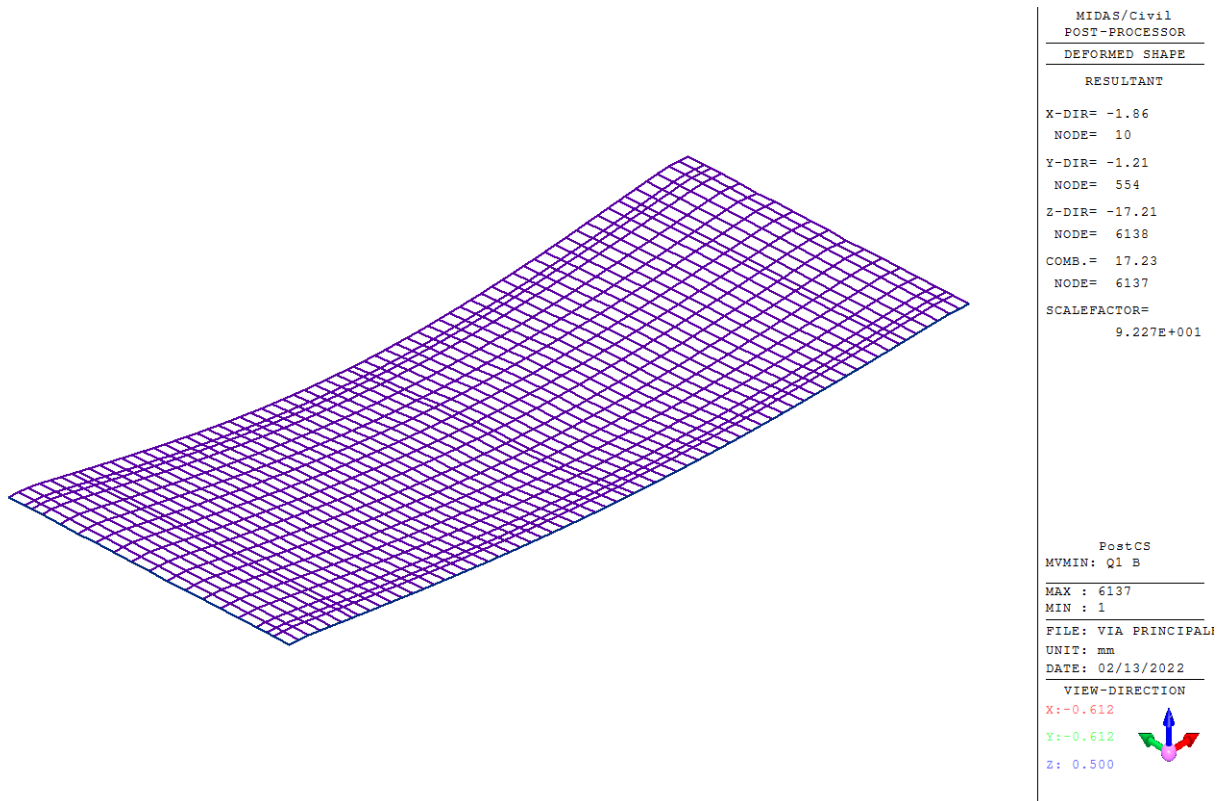
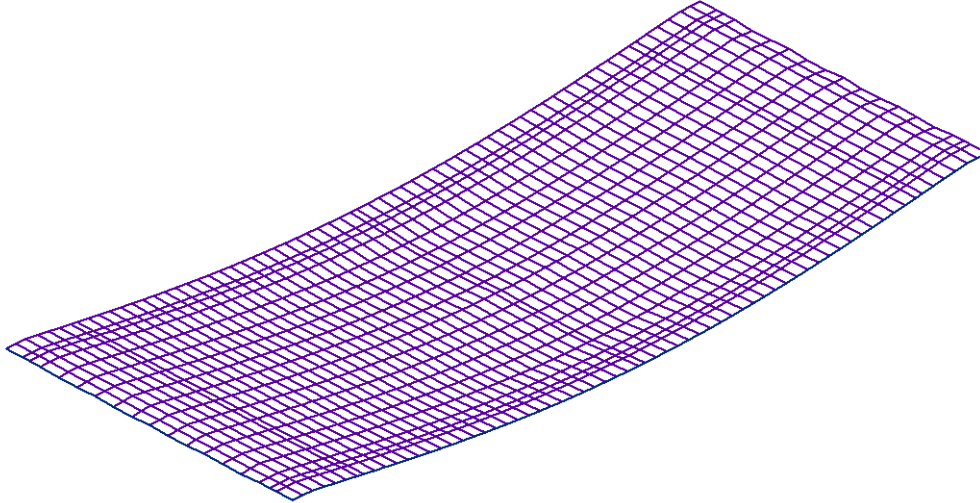


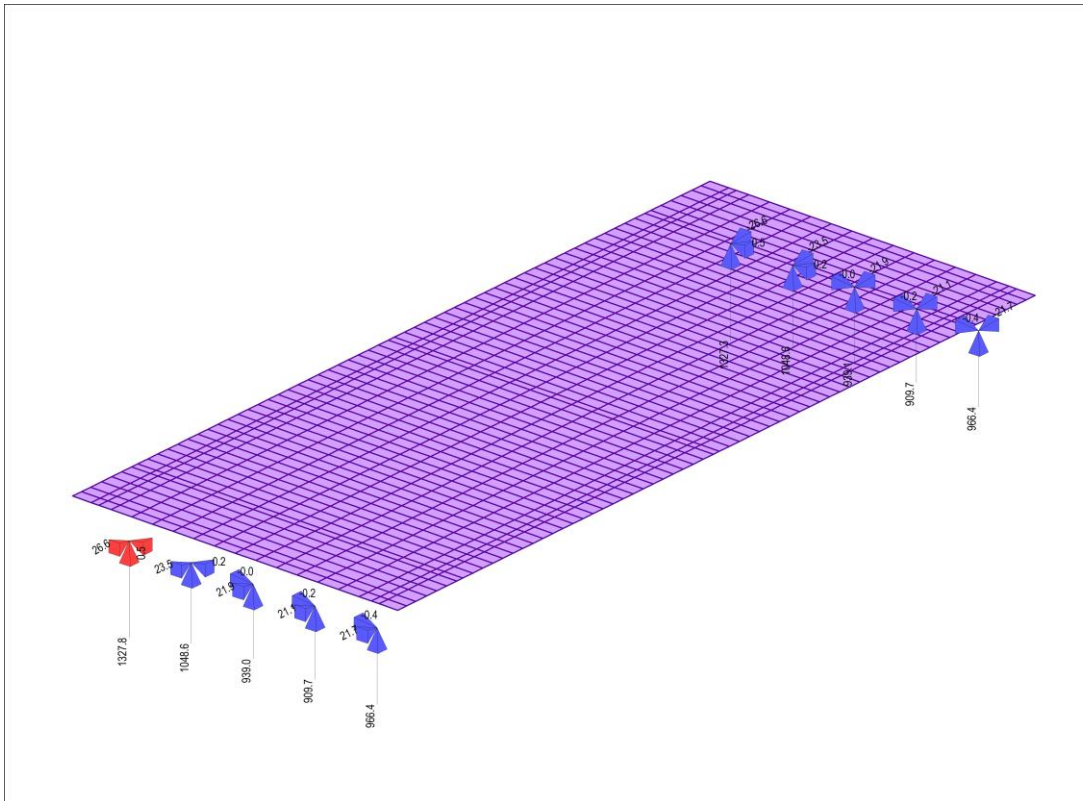
Figura 49: stesa di carichi mobili eccentrica

PROGETTAZIONE ATI:



MIDAS/Civil	
POST-PROCESSOR	
DEFORMED SHAPE	
RESULTANT	
X-DIR=	-1.55
NODE=	4
Y-DIR=	-1.05
NODE=	551
Z-DIR=	-13.51
NODE=	549
COMB.=	13.54
NODE=	549
SCALEFACTOR=	1.175E+002
PostCS	
MVMIN:	Q1 C
MAX :	549
MIN :	1
FILE:	VIA PRINCIPALI
UNIT:	mm
DATE:	02/13/2022
VIEW-DIRECTION	
X:	-0.612
Y:	-0.612
Z:	0.500

Figura 50: stesa di carichi mobili centrata



MIDAS/Civil	
POST-PROCESSOR	
REACTION FORCE	
FORCE-XYZ	
MIN. REACTION	
NODE=	3
FX:	21.11
FY:	-0.21
FZ:	909.65
FXYZ:	909.90
MAX. REACTION	
NODE=	9
FX:	26.60
FY:	0.46
FZ:	1327.78
FXYZ:	1328.05
PostCS	
CB:	G1+G2
MAX :	9
MIN :	3
FILE:	VIA PRINCIPALI
UNIT:	kN
DATE:	02/13/2022
VIEW-DIRECTION	
X:	-0.713
Y:	-0.577
Z:	0.399

Figura 51: Reazioni vincolari permanenti

PROGETTAZIONE ATI:

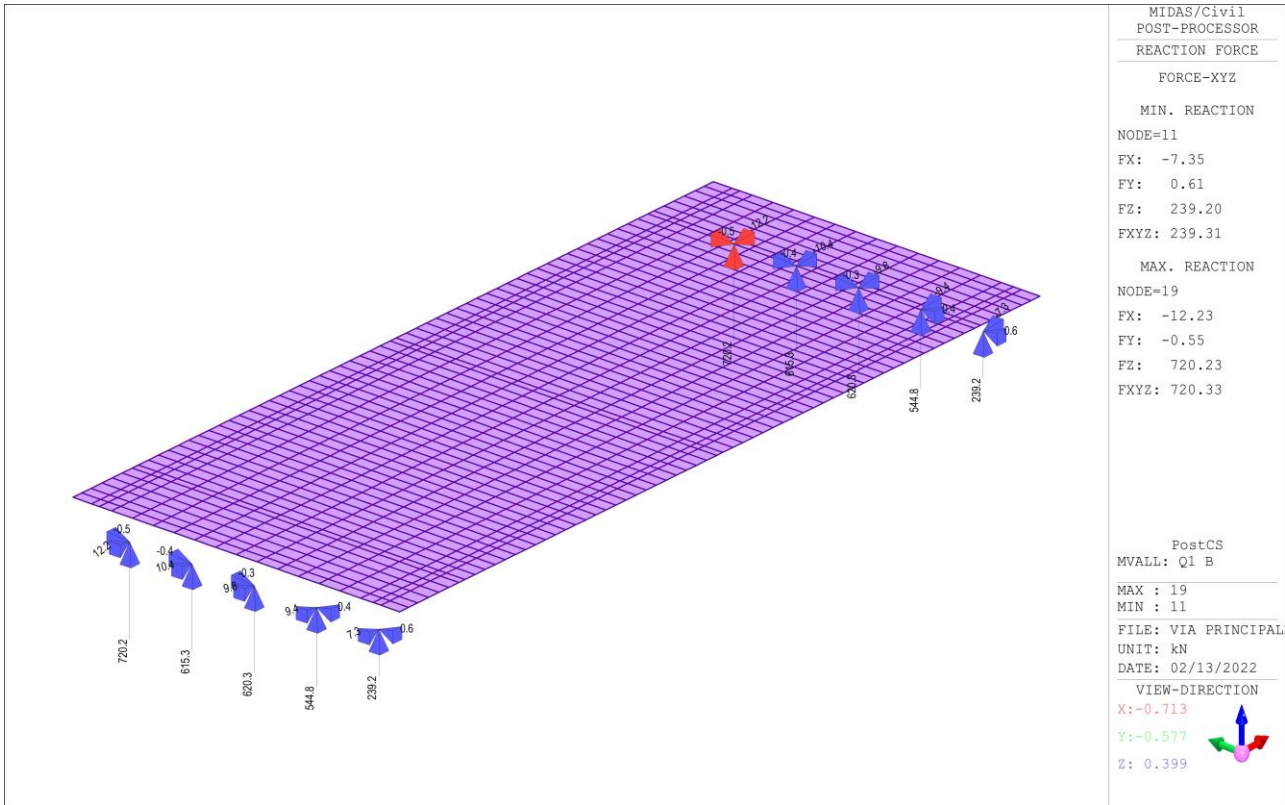


Figura 52: Reazioni vincolari stesa di carichi mobili eccentrica

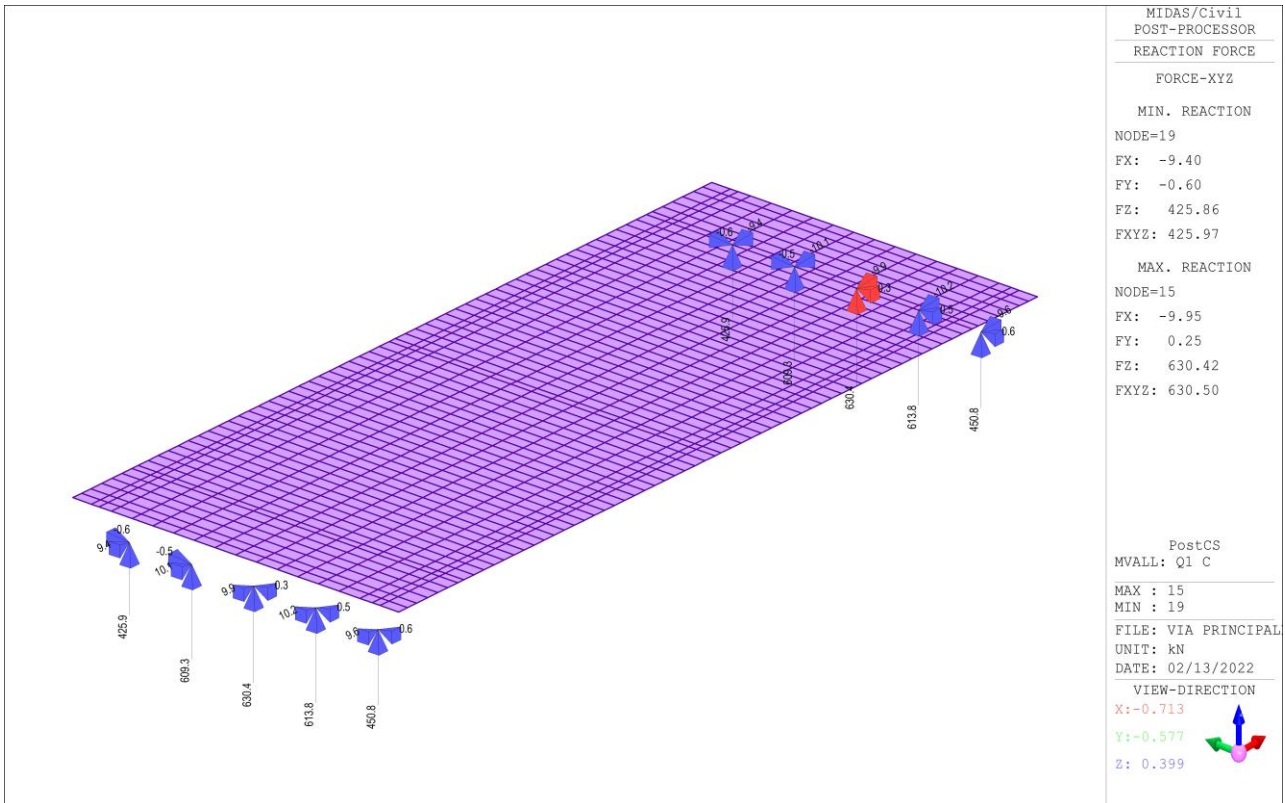


Figura 53: Reazioni vincolari stesa di carichi mobili centrata

PROGETTAZIONE ATI:

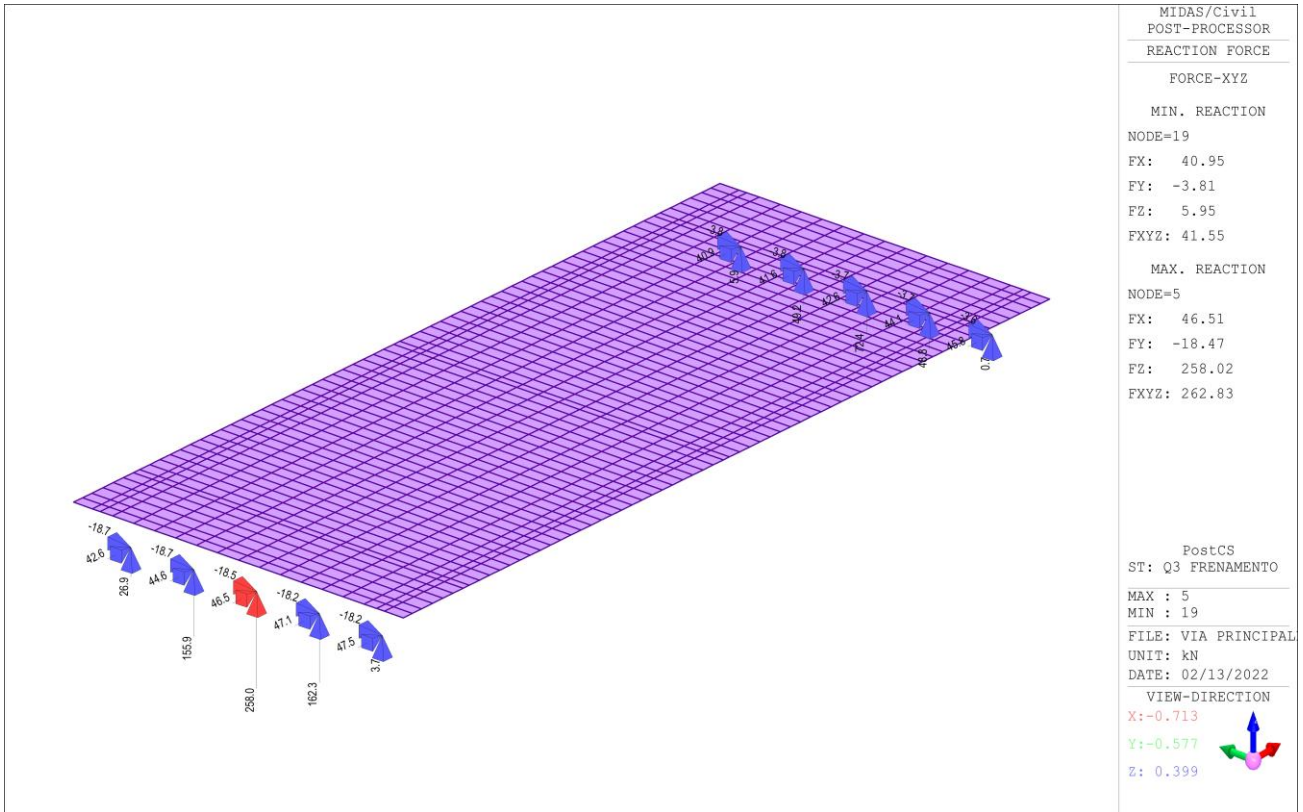


Figura 54: Reazioni vincolari azione di frenamento

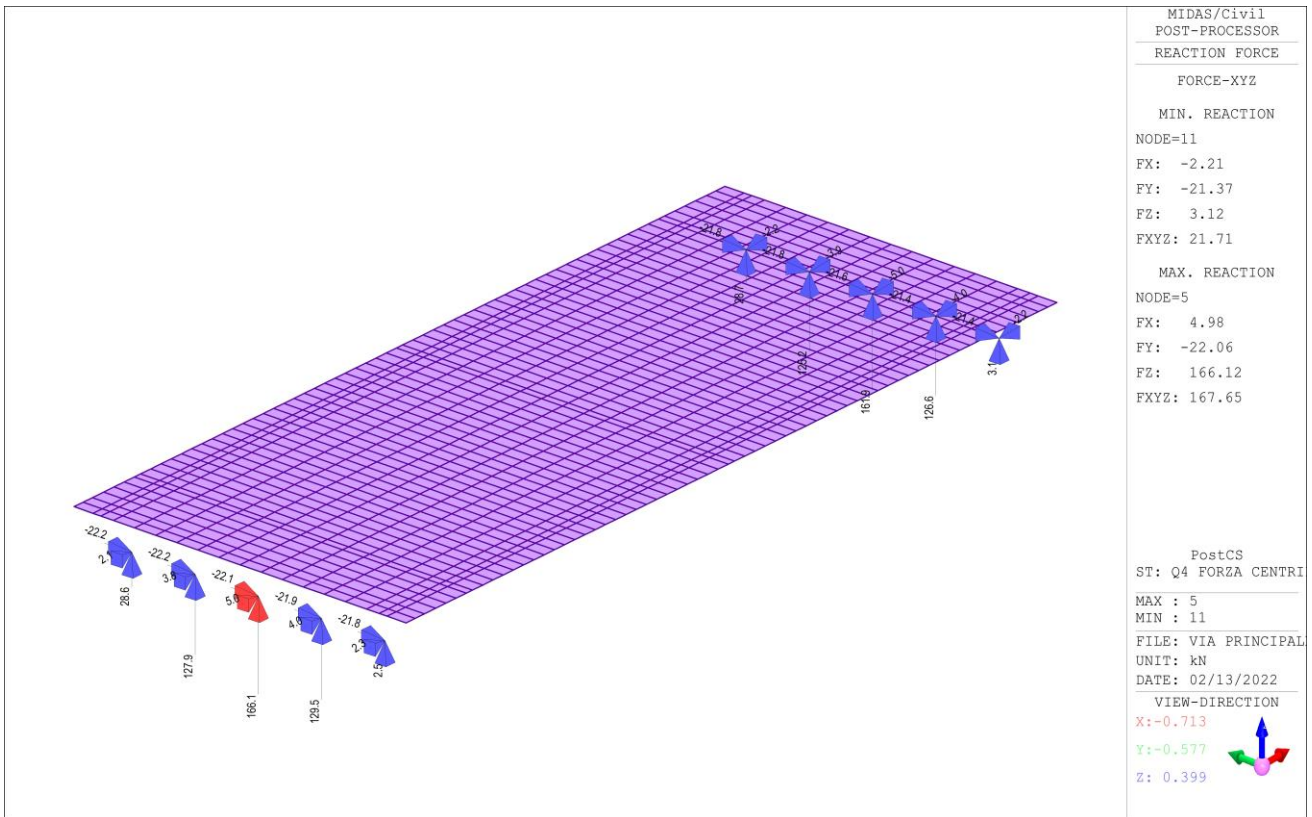


Figura 55: Reazioni vincolari azione centrifuga

PROGETTAZIONE ATI:

Nelle tabelle seguenti vengono indicati i valori delle sollecitazioni caratteristiche nella trave di bordo e centrale più sollecitata.

Trave di bordo

Tipo di carico (valore caratteristico)	Nomenclatura carico	Tagli in appoggio [kN]	Momento mezzeria [kNm]	in
Pesi propri (Fase 1)	g1	329.6	2229.1	
Pesi propri (Fase 2)	g1	575.0	4207.3	
Pesi propri portati (Fase 2)	g2	500.7	3610.0	
Carico traffico max torcente (trave esterna impalcato)	Q1 (max ecc)	577.4	4203.1.0	
Sisma verticale	q6_V_max	115.3	1037.4	
Vento ponte scarico	q5-SC	± 61.6	± 437.7	
Vento ponte carico	q5-C	± 58.7	± 421.9	

Trave centrale

Tipo di carico (valore caratteristico)	Nomenclatura carico	Tagli in appoggio [kN]	Momento mezzeria [kNm]	in
Pesi propri (Fase 1)	g1	329.6	2228.9	
Pesi propri (Fase 2)	g1	545.1	3941.0	
Pesi propri portati (Fase 2)	g2	294.2	2388.2	
Carico traffico max torcente (trave esterna impalcato)	Q1 (max centrato)	539.1	3308.5	
Sisma verticale	q6_V_max	82.1	762.9	
Vento ponte scarico	q5-SC	± 35.3	±266.1	
Vento ponte carico	q5-C	± 32.3	±243.9	

Traversi

Tipo di carico (valore caratteristico)	Nomenclatura carico	Tagli in appoggio [kN]	Momento mezzeria [kNm]	in
Pesi propri (Fase 2)	g1	27.9	-22.1	
Pesi propri portati (Fase 2)	g2	89.3	+23.3 -97.6	
Carico traffico max torcente (trave esterna impalcato)	Q1 (max centrato)	233.5	+139.2	
Sisma verticale	q6_V_max	20.9	17.8	
Vento ponte scarico	q5-SC	± 17.3	± 14.58	
Vento ponte carico	q5-C	± 21.2	± 17.73	

PROGETTAZIONE ATI:

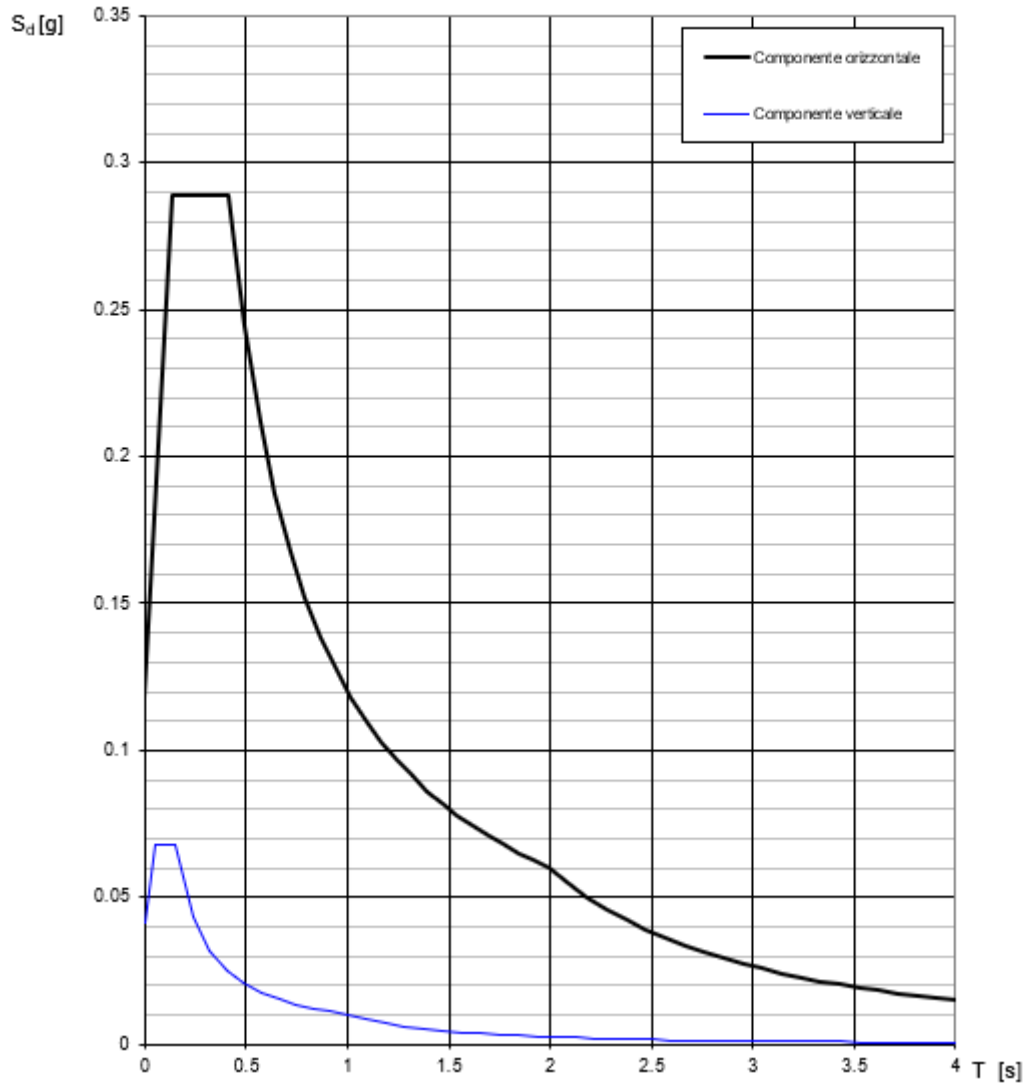
7.4 ANALISI SISMICA

Si riportano i dati degli spettri utilizzati, secondo quanto già indicato nel capitolo 3 della presente relazione.

Componente orizzontale e verticale SLV

	T [s]	Se [g]		T [s]	Se [g]
	0.000	0.118		0.000	0.042
$T_p \leftarrow$	0.138	0.289	$T_p \leftarrow$	0.050	0.068
$T_c \leftarrow$	0.415	0.289	$T_c \leftarrow$	0.150	0.068
	0.491	0.245		0.235	0.043
	0.566	0.212		0.320	0.032
	0.641	0.187		0.405	0.025
	0.716	0.168		0.490	0.021
	0.791	0.152		0.575	0.018
	0.866	0.139		0.660	0.015
	0.941	0.128		0.745	0.014
	1.016	0.118		0.830	0.012
	1.091	0.110		0.915	0.011
	1.167	0.103	$T_p \leftarrow$	1.000	0.010
	1.242	0.097		1.094	0.009
	1.317	0.091		1.188	0.007
	1.392	0.086		1.281	0.006
	1.467	0.082		1.375	0.005
	1.542	0.078		1.469	0.005
	1.617	0.074		1.563	0.004
	1.692	0.071		1.656	0.004
	1.768	0.068		1.750	0.003
	1.843	0.065		1.844	0.003
	1.918	0.063		1.938	0.003
$T_p \leftarrow$	1.993	0.060		2.031	0.002
	2.088	0.055		2.125	0.002
	2.184	0.050		2.219	0.002
	2.280	0.046		2.313	0.002
	2.375	0.042		2.406	0.002
	2.471	0.039		2.500	0.002
	2.566	0.036		2.594	0.002
	2.662	0.034		2.688	0.001
	2.758	0.031		2.781	0.001
	2.853	0.029		2.875	0.001
	2.949	0.028		2.969	0.001
	3.044	0.026		3.063	0.001
	3.140	0.024		3.156	0.001
	3.235	0.023		3.250	0.001
	3.331	0.022		3.344	0.001
	3.427	0.020		3.438	0.001
	3.522	0.019		3.531	0.001
	3.618	0.018		3.625	0.001
	3.713	0.017		3.719	0.001
	3.809	0.016		3.813	0.001
	3.904	0.016		3.906	0.001
	4.000	0.015		4.000	0.001

Spettri di risposta (componenti orizz. e vert.) per lo stato li SLD

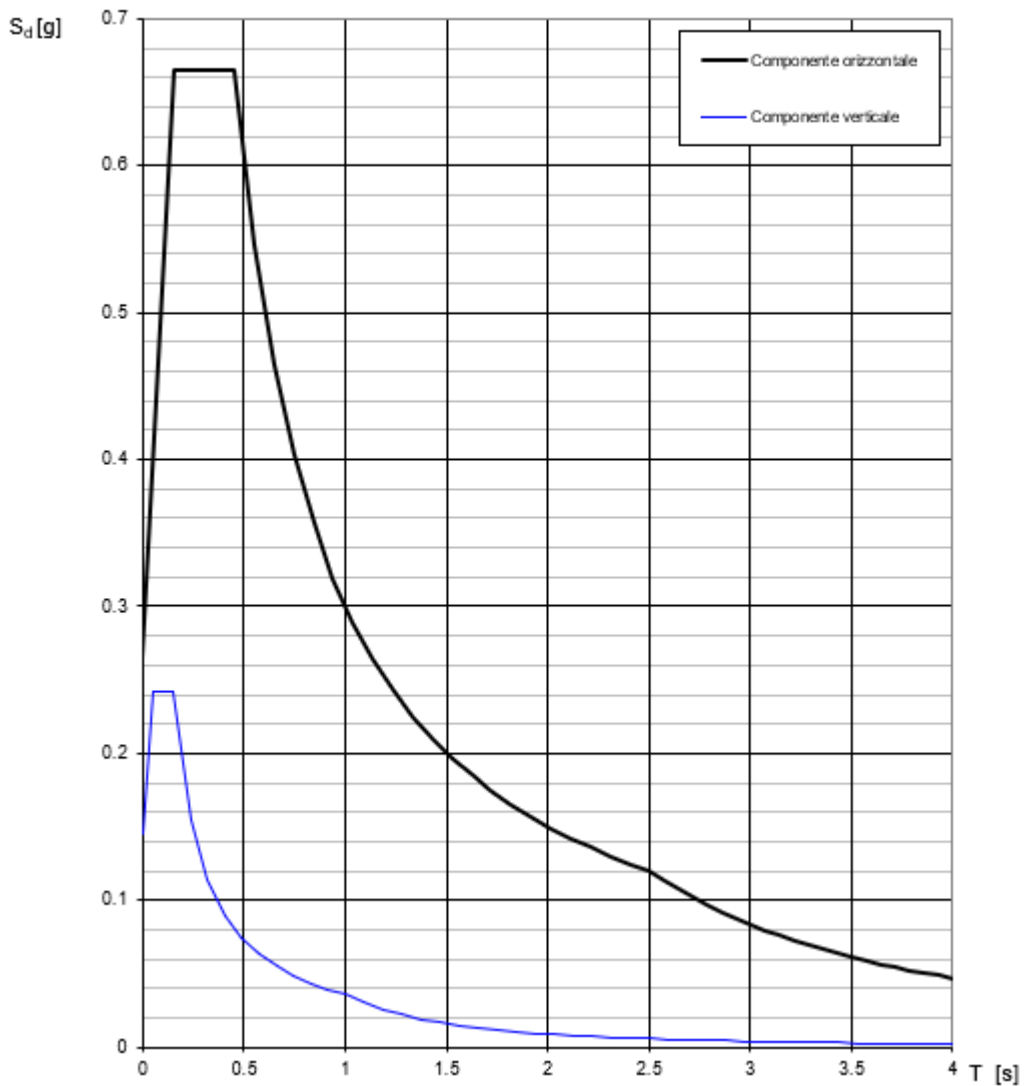


PROGETTAZIONE ATI:

Componente orizzontale e verticale SLD

	T [s]	Se [g]		T [s]	Se [g]
	0.000	0.265		0.000	0.145
$T_v \leftarrow$	0.150	0.665	$T_v \leftarrow$	0.050	0.242
$T_c \leftarrow$	0.451	0.665	$T_c \leftarrow$	0.150	0.242
	0.549	0.547		0.235	0.155
	0.647	0.464		0.320	0.114
	0.744	0.403		0.405	0.090
	0.842	0.357		0.490	0.074
	0.940	0.320		0.575	0.063
	1.037	0.289		0.660	0.055
	1.135	0.265		0.745	0.049
	1.233	0.244		0.830	0.044
	1.330	0.226		0.915	0.040
	1.428	0.210	$T_v \leftarrow$	1.000	0.036
	1.526	0.197		1.094	0.030
	1.624	0.185		1.188	0.026
	1.721	0.174		1.281	0.022
	1.819	0.165		1.375	0.019
	1.917	0.157		1.469	0.017
	2.014	0.149		1.563	0.015
	2.112	0.142		1.656	0.013
	2.210	0.136		1.750	0.012
	2.307	0.130		1.844	0.011
$T_v \leftarrow$	2.405	0.125		1.938	0.010
	2.503	0.120		2.031	0.009
	2.574	0.113		2.125	0.008
	2.645	0.107		2.219	0.007
	2.717	0.102		2.313	0.007
	2.788	0.097		2.406	0.006
	2.859	0.092		2.500	0.006
	2.930	0.088		2.594	0.005
	3.002	0.083		2.688	0.005
	3.073	0.080		2.781	0.005
	3.144	0.076		2.875	0.004
	3.216	0.073		2.969	0.004
	3.287	0.070		3.063	0.004
	3.358	0.067		3.156	0.004
	3.430	0.064		3.250	0.003
	3.501	0.061		3.344	0.003
	3.572	0.059		3.438	0.003
	3.643	0.057		3.531	0.003
	3.715	0.054		3.625	0.003
	3.786	0.052		3.719	0.003
	3.857	0.051		3.813	0.003
	3.929	0.049		3.906	0.002
	4.000	0.047		4.000	0.002

Spettri di risposta (componenti orizz. e vert.) per lo stato li SLV



Si riportano i risultati dell'analisi modale. Nella prima tabella vengono evidenziati i periodi della struttura, nella seconda le percentuali di massa partecipante.

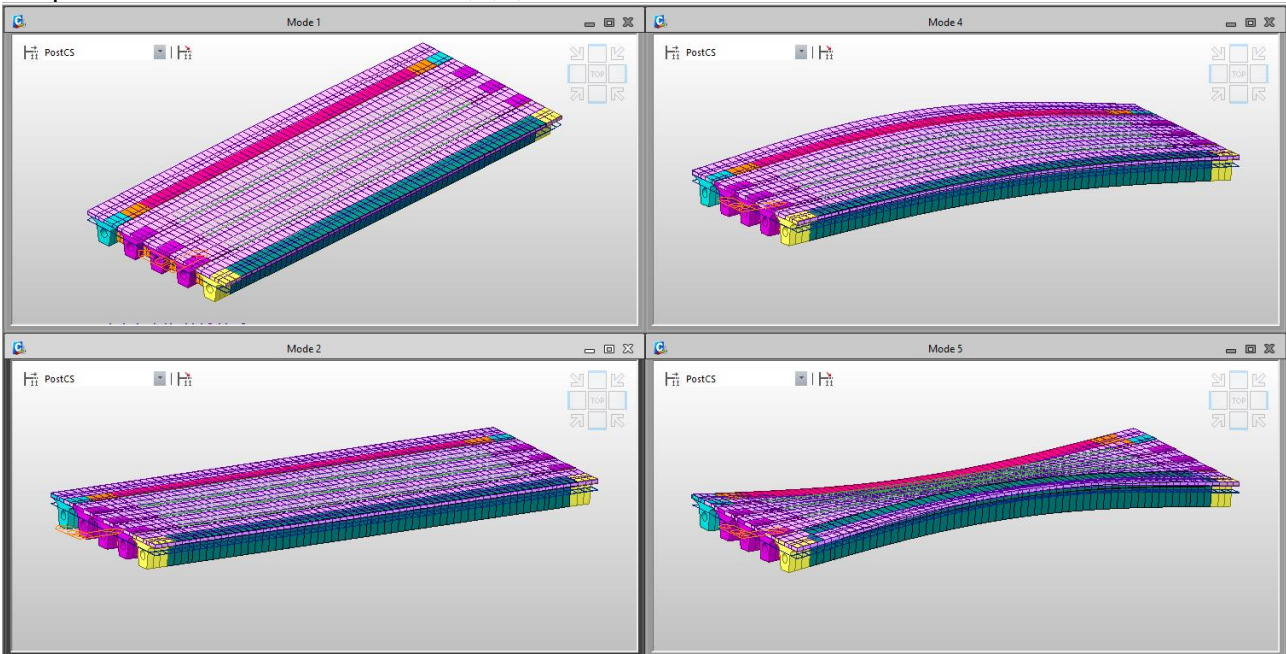
PROGETTAZIONE ATI:

EIGENVALUE ANALYSIS				
Mode No	Frequency		Period	Tolerance
	(rad/sec)	(cycle/sec)	(sec)	
1	7.843113	1.248270	0.801109	0.0000e+000
2	7.879334	1.254035	0.797426	0.0000e+000
3	11.727895	1.866553	0.535747	0.0000e+000
4	20.317410	3.233616	0.309251	0.0000e+000
5	26.494885	4.216792	0.237147	0.0000e+000
6	42.769098	6.806913	0.146909	0.0000e+000
7	73.161880	11.644075	0.085881	0.0000e+000
8	74.915988	11.923250	0.083870	0.0000e+000
9	85.054459	13.536838	0.073872	0.0000e+000
10	101.920201	16.221104	0.061648	0.0000e+000
11	116.544340	18.548608	0.053912	0.0000e+000
12	128.643413	20.474235	0.048842	0.0000e+000
13	134.738227	21.444255	0.046633	0.0000e+000
14	153.447793	24.421975	0.040947	0.0000e+000
15	164.035900	26.107124	0.038304	0.0000e+000
16	171.328557	27.267787	0.036673	0.0000e+000
17	184.377944	29.344661	0.034078	0.0000e+000
18	192.008636	30.559124	0.032723	0.0000e+000
19	212.661513	33.846131	0.029545	0.0000e+000
20	213.301486	33.947986	0.029457	0.0000e+000
21	243.886233	38.815700	0.025763	0.0000e+000
22	248.902546	39.614071	0.025244	0.0000e+000
23	269.554527	42.900935	0.023310	0.0000e+000
24	287.375726	45.737267	0.021864	0.0000e+000
25	288.582709	45.929365	0.021773	0.0000e+000
26	296.567861	47.200241	0.021186	0.0000e+000
27	307.982760	49.016979	0.020401	0.0000e+000
28	322.575488	51.339483	0.019478	0.0000e+000
29	326.535063	51.969669	0.019242	0.0000e+000
30	336.000897	53.476204	0.018700	0.0000e+000

PROGETTAZIONE ATI:

MODAL PARTICIPATION MASSES PRINTOUT													
Mode No	TRAN-X		TRAN-Y		TRAN-Z		ROTN-X		ROTN-Y		ROTN-Z		
	MASS(%)	SUM(%)	MASS(%)	SUM(%)	MASS(%)	SUM(%)	MASS(%)	SUM(%)	MASS(%)	SUM(%)	MASS(%)	SUM(%)	
1	0.00	0.00	99.96	99.96	0.00	0.00	0.02	0.02	0.00	0.00	0.00	0.00	
2	99.90	99.90	0.00	99.96	0.00	0.00	0.00	0.02	0.00	0.00	0.10	0.10	
3	0.10	100.00	0.00	99.96	0.00	0.00	0.00	0.02	0.00	0.00	99.90	100.00	
4	0.00	100.00	0.00	99.96	68.72	68.72	2.55	2.57	0.00	0.00	0.00	100.00	
5	0.00	100.00	0.04	100.00	2.32	71.04	67.88	70.45	0.00	0.00	0.00	100.00	
6	0.00	100.00	0.00	100.00	0.01	71.04	0.18	70.63	0.00	0.00	0.00	100.00	
7	0.00	100.00	0.00	100.00	0.00	71.04	0.00	70.63	0.00	0.00	0.00	100.00	
8	0.00	100.00	0.00	100.00	0.00	71.04	0.00	70.63	34.71	34.71	0.00	100.00	
9	0.00	100.00	0.00	100.00	0.00	71.04	0.00	70.63	12.11	46.82	0.00	100.00	
10	0.00	100.00	0.00	100.00	0.00	71.04	0.00	70.63	0.01	46.83	0.00	100.00	
11	0.00	100.00	0.00	100.00	0.00	71.05	0.01	70.65	0.00	46.83	0.00	100.00	
12	0.00	100.00	0.00	100.00	0.00	71.05	0.00	70.65	0.00	46.83	0.00	100.00	
13	0.00	100.00	0.00	100.00	0.02	71.07	4.14	74.79	0.00	46.83	0.00	100.00	
14	0.00	100.00	0.00	100.00	7.88	78.95	3.14	77.92	0.00	46.83	0.00	100.00	
15	0.00	100.00	0.00	100.00	0.00	78.95	0.00	77.92	0.02	46.85	0.00	100.00	
16	0.00	100.00	0.00	100.00	4.42	83.37	5.37	83.30	0.00	46.85	0.00	100.00	
17	0.00	100.00	0.00	100.00	0.25	83.62	1.65	84.95	0.00	46.85	0.00	100.00	
18	0.00	100.00	0.00	100.00	0.00	83.63	0.01	84.96	0.00	46.85	0.00	100.00	
19	0.00	100.00	0.00	100.00	0.00	83.63	0.00	84.96	0.00	46.85	0.00	100.00	
20	0.00	100.00	0.00	100.00	0.00	83.63	0.09	85.05	0.00	46.85	0.00	100.00	
21	0.00	100.00	0.00	100.00	0.02	83.64	0.00	85.05	0.00	46.85	0.00	100.00	
22	0.00	100.00	0.00	100.00	0.00	83.64	0.01	85.06	0.50	47.35	0.00	100.00	
23	0.00	100.00	0.00	100.00	0.01	83.66	0.04	85.09	0.10	47.45	0.00	100.00	
24	0.00	100.00	0.00	100.00	0.15	83.81	0.01	85.10	0.00	47.45	0.00	100.00	
25	0.00	100.00	0.00	100.00	0.02	83.83	0.00	85.10	0.00	47.45	0.00	100.00	
26	0.00	100.00	0.00	100.00	6.86	90.68	6.14	91.24	0.00	47.45	0.00	100.00	
27	0.00	100.00	0.00	100.00	0.11	90.79	0.00	91.24	0.02	47.47	0.00	100.00	
28	0.00	100.00	0.00	100.00	6.43	97.22	4.69	95.94	0.00	47.47	0.00	100.00	
29	0.00	100.00	0.00	100.00	0.47	97.69	0.84	96.78	0.00	47.47	0.00	100.00	
30	0.00	100.00	0.00	100.00	0.01	97.70	0.03	96.81	0.07	47.54	0.00	100.00	

Si riportano le deformatate dei modi 1,2,4,5.



PROGETTAZIONE ATI:

7.5 VALIDAZIONE MODELLO

Al fine di condurre una validazione del modello di calcolo implementato, si effettua un controllo delle reazioni globali, individuate mediante il modello realizzato nel software di calcolo MIDAS CIVIL, confrontandole con i valori calcolati nel precedente paragrafo.

Carico	Nomenclatura carico	Modello di calcolo [kN]	Analisi dei carichi [kN]	Δ [%]
Pesi propri (Fase 1)	g1	3988.7	3997.7	-0.20
Pesi propri (Fase 2)	g1	6610	6607	+0.04
Pesi propri portati (Fase 2)	g2	3742.35	3736.50	+0.16
Vento ponte scarico In direzione trasversale	q5	47.4	47.4	0.00
Vento ponte scarico In direzione verticale	q5	386.4	386.4	0.00
Vento ponte scarico torcente	q5	888.81	888.81	0.00
Vento ponte carico In direzione trasversale	q5	103.7	103.7	0.00
Vento ponte carico In direzione verticale	q5	348.2	348.2	0.00
Vento ponte carico torcente	q5	888.8	888.8	0.00
Carico traffico max torcente (trave esterna impalcato)	q1 (max ecc)	2654.9	2656.5	-0.06
Carico traffico max centrato (travi centrali impalcato)	q1 (max)	2654.4	2656.5	-0.08

PROGETTAZIONE ATI:

8 VERIFICHE IMPALCATO

8.1 VERIFICHE SLU TRAVI

8.1.1 VERIFICHE A MOMENTO FLETTENTE TRAVI

Le travi vengono numerate in maniera progressiva da 1 (lato sx) a 5 (lato dx).

I cavi da precompressione sono in totale 66 e possono essere aderenti parzialmente o totalmente lungo la lunghezza della trave.

- Sezione A: tutti i cavi sono aderenti e utilizzati nella verifica.
- Sezione B: 8 cavi sono considerati inguainati e non aderenti, si utilizzano 58 cavi nella verifica.
- Sezione C: 8+22 cavi sono considerati inguainati e non aderenti, si utilizzano 36 cavi nella verifica.

Si riportano le verifiche per le sollecitazioni massime dovute alle combinazioni SLU

Travi della sezione geometrica A con 66 cavi aderenti

N° trave:	Combinazione	M _{ED} [kNm]	M _{RD} [kNm]	F.S.
1	SLU_100	17034.7	18963.7	1.11
2	SLU_132	14842.9	18734.5	1.26
3	SLU_134	13945.3	18734.5	1.34
4	SLU_122	13959.8	18734.5	1.34
5	SLU_122	15202.8	18734.6	1.23

Travi della sezione geometrica B con 58 cavi aderenti

N° trave:	Combinazione	M _{ED} [kNm]	M _{RD} [kNm]	F.S.
1	SLU_100	13227.3	16483.4	1.25
2	SLU_132	11572.9	16315.7	1.41
3	SLU_132	10903.7	16315.7	1.50
4	SLU_122	10871.5	16315.7	1.50
5	SLU_122	11820.4	16483.4	1.39

Travi della sezione geometrica C con 36 cavi aderenti

N° trave:	Combinazione	M _{ED} [kNm]	M _{RD} [kNm]	F.S.
1	SLU_100	7707.4	9911.8	1.29
2	SLU_132	6818.0	9847.5	1.44
3	SLU_124	6478.1	9847.5	1.52
4	SLU_122	5786.3	9847.5	1.70
5	SLU_122	6934.4	9911.8	1.43

Le verifiche sono state effettuate mediante il programma Midas Civil. I dettagli dei calcoli sono riportati nei report allegati alla presente relazione.

8.1.2 VERIFICHE A TAGLIO TRAVI

Si procede con le verifiche a taglio delle sezioni di appoggio delle travi. Si riportano le verifiche delle sezioni con massimo taglio delle travi. L'armatura è costituita da staffe $\Phi 16/10$ a quattro bracci.

Si riportano i dati del taglio resistente per le varie sezioni:

- Sezione di testata

$f_{ck} =$	45 MPa
$f_{yd} =$	391.30 Mpa
$f_{cd} =$	25.5 MPa
$f'_{cd} = 0,5f_{cd} =$	12.8 MPa
$H =$	1850 mm
$b_w =$	600 mm
$d =$	1530 mm
$N_{Ed} =$	0.E+00 N (compr)
$V_{Ed} =$	0 N
$\cotg\theta = \in [1; 2,5]$ (per V_{Rds} e V_{Rcd})	1.00 (accettabile)
$(\cotg\theta)^2 =$	1.00
staffe $\phi =$	16 mm
numero bracci resistenti sezione	4
passo "s" =	10 cm
$A_s/s =$	80.41 cm ² /m
$\alpha =$	90 ° = 1.5708 rad
$A_c =$	2,415,000 mmq
$\sigma_{cp} = N_{sd}/A_c =$	0.000 Mpa
$\alpha_c =$	1.00
$V_{Rsd} =$ (eq. 6.13 - E.C.2)	4.E+06 N = 4333.50 kN
$V_{Rd,max} =$ (eq. 6.14 - E.C.2)	5.E+06 N = 5267.03 kN

$$V_{Rds} = 4333.50 \text{ kN}$$

$$V_{Rd,max} = 5267.03 \text{ kN}$$

N° trave:	Combinazione	V_{ED} [kN]	V_{RD} [kN]	F.S.
1	SLU_100	2309.73	4333.5	1.88
2	SLU_68	2064.12	4333.5	2.10
3	SLU_68	1974.17	4333.5	2.20
4	SLU_58	1953.81	4333.5	2.22
5	SLU_90	2045.76	4333.5	2.12

PROGETTAZIONE ATI:

- Sezione di raccordo
Si riporta la N della trave n. 1 di bordo

$f_{ck} =$	45 MPa	$N_{Ed} [kN] =$	6660.00
$f_{yd} =$	391.30 Mpa		
$f_{cd} =$	25.5 MPa		
$f'_{cd} = 0,5f_{cd} =$	12.8 MPa		
$H =$	1850 mm		
$b_w =$	500 mm		
$d =$	1530 mm		
$N_{Ed} =$	7.E+06 N (compr)		
$V_{Ed} =$	0 N		
$\cotg\theta = \epsilon [1; 2,5]$ (per V_{Rds} e V_{Rcd})	1.00 (accettabile)		
$(\cotg\theta)^2 =$	1.00		
staffe $\phi =$	16 mm		
numero bracci resistenti sezione	4		
passo "s" =	10 cm		
$A_s/s =$	80.41 cm ² /m		
$\alpha =$	90 ° =	1.5708 rad	
$A_C =$	1,742,000 mmq		
$\sigma_{cp} = N_{sd}/A_c =$	3.823 Mpa		
$\alpha_C =$	1.15		
$V_{Rsd} =$ (eq. 6.13 - E.C.2)	4.E+06 N =	4333.50 kN	
$V_{Rd,max} =$ (eq. 6.14 - E.C.2)	5.E+06 N =	5047.25 kN	

$$V_{Rds} = 4333.50 \text{ kN}$$

$$V_{Rd,max} = 5047.25 \text{ kN}$$

N° trave:	Combinazione	$V_{ED} [kN]$	$V_{RD} [kN]$	F.S.
1	SLU_100	2227.62	4333.5	1.95
2	SLU_68	1932.95	4333.5	2.24
3	SLU_68	1848.54	4333.5	2.34
4	SLU_58	1829.86	4333.5	2.37
5	SLU_90	1964.53	4333.5	2.21

PROGETTAZIONE ATI:

- Sezione centrale
Si riporta la N della trave n. 1 di bordo

$f_{ck} =$	45 MPa	$N_{Ed} [kN] =$	10287.00
$f_{yd} =$	391.30 Mpa		
$f_{cd} =$	25.5 MPa		
$f'_{cd} = 0,5f_{cd} =$	12.8 MPa		
H =	1850 mm		
$b_w =$	300 mm		
d =	1530 mm		
$N_{Ed} =$	1.E+07 N (compr)		
$V_{Ed} =$	0 N		
$\cotg\theta = \in [1; 2,5]$ (per V_{Rds} e V_{Rcd})	1.00 (accettabile)		
$(\cotg\theta)^2 =$	1.00		
staffe $\phi =$	16 mm		
numero bracci resistenti sezione	4		
passo "s" =	10 cm		
$A_s/s =$	80.41 cm ² /m		
$\alpha =$	90 ° =	1.5708 rad	
$A_C =$	1,431,000 mmq		
$\sigma_{cp} = N_{sd}/A_c =$	7.189 Mpa		
$\alpha_C =$	1.25		
$V_{Rsd} =$ (eq. 6.13 - E.C.2)	4.E+06 N =	4333.50 kN	
$V_{Rd,max} =$ (eq. 6.14 - E.C.2)	3.E+06 N =	3291.89 kN	
	$V_{Rds} =$	4333.50 kN	
	$V_{Rd,max} =$	3291.89 kN	

N° trave:	Combinazione	$V_{ED} [kN]$	$V_{RD} [kN]$	F.S.
1	SLU_100	1945.80	3291.89	1.69
2	SLU_68	1730.04	3291.89	1.90
3	SLU_68	1670.80	3291.89	1.97
4	SLU_58	1668.94	3291.89	1.97
5	SLU_90	1719.16	3291.89	1.91

PROGETTAZIONE ATI:

8.1.3 VERIFICHE A TORSIONE TRAVI

Si riportano le verifiche a torsione delle travi con i risultati divisi per tipologia di sezione.

- Sezione di testata

Calcolo Resistenza lato calcestruzzo [4.1.35]				
Dati				
Area racchiusa da linea media	A	1418000	[mm ²]	
spessore	t	300	[mm]	
Resistenza calcestruzzo	f'cd	12.75	[N/mm ²]	[C.4.1.2.3.6]
Cotangente di θ	cot θ	1.00	[-]	
Momento resistente	TRcd	5423.9	[kNm]	

Calcolo Resistenza lato staffe [4.1.36]				
Area racchiusa da linea media	A	1418000	[mm ²]	
Area staffe	As	804.2	[mm ²]	
Passo staffe	s	100	[mm]	
Resistenza Staffe	f _{yd}	391.3	[N/mm ²]	
Cotangente di θ	cot θ	1.00	[-]	
Momento resistente	TRsd	8925.1	[kNm]	

Calcolo Resistenza lato armatura longitudinale [4.1.37]				
Area racchiusa da linea media	A	1418000	[mm ²]	
Area armatura longitudinale	A ₁	4000.0	[mm ²]	
Perimetro medio	um	4906	[mm]	
Resistenza Armatura longitudinale	f _{yd}	391.3	[N/mm ²]	
Cotangente di θ	cot θ	1.00	[-]	
Momento resistente	TRsd	904.8	[kNm]	

N° trave:	Combinazione	T _{ED} [kN]	T _{RD} [kN]	F.S.
1	SLU_36	617.72	904.80	1.46
2	SLU_36	871.92	904.80	1.04
3	SLU_100	744.51	904.80	1.22
4	SLU_102	546.43	904.80	1.66
5	SLU_58	328.10	904.80	2.76

PROGETTAZIONE ATI:

- Sezione raccordo

Calcolo Resistenza lato calcestruzzo [4.1.35]

Dati				
Area racchiusa da linea media	Ak	1562000	[mm ²]	
spessore	t	250	[mm]	
Resistenza calcestruzzo	f'cd	12.75	[N/mm ²]	[C.4.1.2.3.6]
Cotangente di θ	cot θ	1.00	[-]	
Momento resistente	TRcd	4978.9	[kNm]	

Calcolo Resistenza lato staffe [4.1.36]

Area racchiusa da linea media	Ak	1562000	[mm ²]	
Area staffe	As	804.2	[mm ²]	
Passo staffe	s	100	[mm]	
Resistenza Staffe	f _{yd}	391.3	[N/mm ²]	
Cotangente di θ	cot θ	1.00	[-]	
Momento resistente	TRsd	9831.4	[kNm]	

Calcolo Resistenza lato armatura longitudinale [4.1.37]

Area racchiusa da linea media	Ak	1562000	[mm ²]	
Area armatura longitudinale	A1	3600.0	[mm ²]	
Perimetro medio	um	5172.6	[mm]	
Resistenza Armatura longitudinale	f _{yd}	391.3	[N/mm ²]	
Cotangente di θ	cot θ	1.00	[-]	
Momento resistente	TRsd	850.8	[kNm]	

N° trave:	Combinazione	T _{ED} [kN]	T _{RD} [kN]	F.S.
1	SLU_36	426.90	850.8	1.99
2	SLU_36	800.04	850.8	1.06
3	SLU_100	682.22	850.8	1.25
4	SLU_102	498.18	850.8	1.71
5	SLU_42	200.98	850.8	4.23

PROGETTAZIONE ATI:

- Sezione centrale

Calcolo Resistenza lato calcestruzzo [4.1.35]

Dati

Area racchiusa da linea media	A_k	1751268	[mm ²]	
spessore	t	150	[mm]	
Resistenza calcestruzzo	f'_{cd}	12.75	[N/mm ²]	[C.4.1.2.3.6]
Cotangente di θ	$\cot\theta$	1.00	[-]	
Momento resistente	TR_{cd}	3349.3	[kNm]	

Calcolo Resistenza lato staffe [4.1.36]

Area racchiusa da linea media	A_k	1751268	[mm ²]	
Area staffe	A_s	804.2	[mm ²]	
Passo staffe	s	100	[mm]	
Resistenza Staffe	f_{yd}	391.3	[N/mm ²]	
Cotangente di θ	$\cot\theta$	1.00	[-]	
Momento resistente	TR_{sd}	11022.7	[kNm]	

Calcolo Resistenza lato armatura longitudinale [4.1.37]

Area racchiusa da linea media	A_k	1751268	[mm ²]	
Area armatura longitudinale	A_1	3600.0	[mm ²]	
Perimetro medio	u_m	5428	[mm]	
Resistenza Armatura longitudinale	f_{yd}	391.3	[N/mm ²]	
Cotangente di θ	$\cot\theta$	1.00	[-]	
Momento resistente	TR_{sd}	909.0	[kNm]	

N° trave:	Combinazione	T_{ED} [kN]	T_{RD} [kN]	F.S.
1	SLU_36	333.64	909.0	2.72
2	SLU_36	762.37	909.0	1.19
3	SLU_100	637.45	909.0	1.43
4	SLU_102	468.81	909.0	1.94
5	SLU_42	154.67	909.0	5.88

PROGETTAZIONE ATI:

Per verificare l'equazione [4.1.40] delle NTC18 al §4.1.2.3.6, a favore di sicurezza si combinano i tagli massimi e le torsioni massime.

- Sezione di testata

N° trave:	V _{ED} [kN]	T _{ED} [kN]	Eq. 4.1.40 ≤1
1	2309.73	617.72	0.55
2	2064.12	871.92	0.55
3	1974.17	744.51	0.51
4	1953.81	546.43	0.47
5	2045.76	328.10	0.45

- Sezione di raccordo

N° trave:	V _{ED} [kN]	T _{ED} [kN]	Eq. 4.1.40 ≤1
1	2227.62	426.90	0.53
2	1932.95	800.04	0.54
3	1848.54	682.22	0.50
4	1829.86	498.18	0.46
5	1964.53	200.98	0.43

- Sezione centrale

N° trave:	V _{ED} [kN]	T _{ED} [kN]	Eq. 4.1.40 ≤1
1	333.64	1945.80	0.69
2	762.37	1730.04	0.75
3	637.45	1670.80	0.70
4	468.81	1668.94	0.65
5	154.67	1719.16	0.57

8.2 VERICHE SLE TRAVI

8.2.1 TENSIONI INIZIALI NEL CALCESTRUZZO

Le tensioni nelle travi all'atto del tiro devono essere inferiori al valore indicato nelle NTC18 secondo l'equazione [4.1.47].

$$\sigma_c < 0,60 f_{ckj}$$

Si utilizza quanto riportato in EC2-1-1:2005 al capitolo 3.1.2(6) equazione (3.1) e (3.2) per la determinazione della resistenza a compressione f_{ck} delle travi, considerando un cemento di classe R, con t pari a 14 gg all'atto del tiro.

$$f_{cm}(t) = \beta_{cc}(t) f_{cm}$$

con

$$\beta_{cc}(t) = \exp \left\{ s \left[1 - \left(\frac{28}{t} \right)^{1/2} \right] \right\}$$

Nel caso in esame le travi hanno una classe di resistenza C45/55, ne consegue un $f_{cm}(t) = 41$ MPa e quindi una $\sigma_c = 24.5$ MPa. Le NTC18 ammettono una sovreresistenza pari a $0.7 f_{ck}$ che nel caso in esame è pari a 28.6 MPa.

Si riportano per le sezioni A, B, e C e per le sezioni di raccordo di tutte le travi le tensioni estrapolate dal software degli elementi più sollecitati. Tutte le tensioni sono inferiori ai valori limite. Per la lettura dei risultati si riporta la legenda fornita dal software. I valori positivi sono valori di compressione.

Comp./Tens.: Compression or Tension Stress

Type: Displays the set of member forces corresponding to moving load case or settlement load case for which the maximum stresses are produced

FT: Combined Stress due to M_y and axial force at Top fiber

FB: Combined Stress due to M_y and axial force at Bottom fiber

FTL: Combined Stress due to M_y , M_z and axial force at Top Left fiber

FBL: Combined Stress due to M_y , M_z and axial force at Bottom Left fiber

FTR: Combined Stress due to M_y , M_z and axial force at Top Right fiber

FBR: Combined Stress due to M_y , M_z and axial force at Bottom Right fiber

FMAX: Maximum combined stress out of the above six components.

Sezione A di mezzeria impalcato

N. Trave	N. Elem.	FT (N/mm ²)	FB (N/mm ²)	FTL (N/mm ²)	FBL (N/mm ²)	FTR (N/mm ²)	FBR (N/mm ²)	FMAX (N/mm ²)
1	133	5.3	20.2	5.5	20.2	5.2	20.1	20.2
2	233	5.3	20.3	5.5	20.3	5.2	20.2	20.3
3	333	5.3	20.3	5.4	20.3	5.2	20.2	20.3
4	433	5.3	20.3	5.4	20.3	5.3	20.3	20.3
5	533	5.4	20.2	5.4	20.2	5.3	20.2	20.2

Sezione B

PROGETTAZIONE ATI:

N. Trave	N. Elem.	FT (N/mm ²)	FB (N/mm ²)	FTL (N/mm ²)	FBL (N/mm ²)	FTR (N/mm ²)	FBR (N/mm ²)	FMAX (N/mm ²)
1	118	4.8	18.2	4.9	18.3	4.7	18.2	18.3
1	148	4.5	18.4	4.7	18.5	4.4	18.4	18.5
2	218	4.8	18.3	4.9	18.4	4.6	18.3	18.4
2	248	4.5	18.5	4.7	18.6	4.4	18.5	18.6
3	318	4.8	18.3	4.9	18.3	4.7	18.3	18.3
3	348	4.5	18.5	4.6	18.5	4.4	18.5	18.5
4	418	4.8	18.3	4.8	18.4	4.7	18.3	18.4
4	448	4.5	18.5	4.6	18.6	4.5	18.5	18.6
5	518	4.8	18.2	4.8	18.3	4.8	18.2	18.3
5	548	4.6	18.4	4.6	18.5	4.5	18.4	18.5

Sezione C

N. Trave	N. Elem.	FT (N/mm ²)	FB (N/mm ²)	FTL (N/mm ²)	FBL (N/mm ²)	FTR (N/mm ²)	FBR (N/mm ²)	FMAX (N/mm ²)
1	110	4.4	10.9	4.5	10.9	4.4	10.9	10.9
1	156	4.1	11.2	4.2	11.3	4.0	11.2	11.3
2	210	4.4	11.0	4.5	11.0	4.3	10.9	11.0
2	256	4.1	11.3	4.2	11.4	4.0	11.3	11.4
3	310	4.4	11.0	4.5	11.0	4.4	10.9	11.0
3	356	4.1	11.3	4.1	11.3	4.0	11.3	11.3
4	410	4.4	11.0	4.5	11.0	4.4	11.0	11.0
4	456	4.1	11.3	4.1	11.3	4.0	11.3	11.3
5	510	4.5	10.9	4.5	10.9	4.5	10.9	10.9
5	556	4.1	11.2	4.1	11.2	4.1	11.2	11.2

PROGETTAZIONE ATI:

Sezione di raccordo

N. Trave	N. Elem.	FT (N/mm ²)	FB (N/mm ²)	FTL (N/mm ²)	FBL (N/mm ²)	FTR (N/mm ²)	FBR (N/mm ²)	FMAX (N/mm ²)
1	104	0.6	10.8	0.7	10.8	0.6	10.8	10.8
1	105	1.0	10.4	1.1	10.5	0.9	10.4	10.5
1	106	1.4	10.1	1.4	10.1	1.3	10.1	10.1
1	107	1.6	9.9	1.6	9.9	1.5	9.9	9.9
1	159	1.4	10.1	1.4	10.1	1.3	10.1	10.1
1	160	1.0	10.4	1.1	10.5	0.9	10.4	10.5
1	161	0.6	10.8	0.7	10.8	0.6	10.8	10.8
1	162	0.3	11.2	0.3	11.2	0.2	11.1	11.2
2	204	0.6	10.8	0.7	10.9	0.5	10.8	10.9
2	205	1.0	10.5	1.1	10.5	0.9	10.5	10.5
2	206	1.3	10.2	1.4	10.2	1.3	10.1	10.2
2	207	1.5	10.0	1.6	10.0	1.5	9.9	10.0
2	259	1.3	10.2	1.4	10.2	1.3	10.1	10.2
2	260	1.0	10.5	1.1	10.5	0.9	10.5	10.5
2	261	0.6	10.8	0.7	10.9	0.5	10.8	10.9
2	262	0.2	11.2	0.3	11.2	0.2	11.2	11.2
3	304	0.6	10.8	0.7	10.8	0.6	10.8	10.8
3	305	1.0	10.5	1.0	10.5	0.9	10.5	10.5
3	306	1.3	10.1	1.4	10.2	1.3	10.1	10.2
3	307	1.5	9.9	1.6	10.0	1.5	9.9	10.0
3	359	1.3	10.1	1.4	10.2	1.3	10.1	10.2
3	360	1.0	10.5	1.0	10.5	0.9	10.5	10.5
3	361	0.6	10.8	0.7	10.8	0.6	10.8	10.8
3	362	0.2	11.2	0.3	11.2	0.2	11.2	11.2
4	404	0.6	10.8	0.7	10.9	0.6	10.8	10.9
4	405	1.0	10.5	1.0	10.5	1.0	10.5	10.5
4	406	1.3	10.2	1.4	10.2	1.3	10.1	10.2
4	407	1.5	10.0	1.6	10.0	1.5	10.0	10.0
4	459	1.3	10.2	1.4	10.2	1.3	10.1	10.2
4	460	1.0	10.5	1.0	10.5	1.0	10.5	10.5
4	461	0.6	10.8	0.7	10.9	0.6	10.8	10.9
4	462	0.2	11.2	0.3	11.2	0.2	11.2	11.2
5	504	0.7	10.8	0.7	10.8	0.6	10.8	10.8
5	505	1.0	10.5	1.0	10.5	1.0	10.5	10.5
5	506	1.4	10.1	1.4	10.1	1.4	10.1	10.1
5	507	1.6	9.9	1.6	9.9	1.6	9.9	9.9
5	559	1.4	10.1	1.4	10.1	1.4	10.1	10.1
5	560	1.0	10.5	1.0	10.5	1.0	10.5	10.5
5	561	0.7	10.8	0.7	10.8	0.6	10.8	10.8
5	562	0.3	11.2	0.3	11.2	0.3	11.2	11.2

PROGETTAZIONE ATI:

8.2.2 TENSIONE MASSIMA DI COMPRESSIONE NEL CALCESTRUZZO

Si riportano le tensioni nelle travi verificando le condizioni riportate nelle NTC18 al § 4.1.2.2.5.1, secondo le equazioni [4.1.15] e [4.1.16].

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

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

Nel caso in esame per le travi si ha:

$$\sigma_{c,max} \leq 0.60 \cdot 45 = 27.00 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{c,max} \leq 0.45 \cdot 45 = 20.25 \text{ MPa}$$

Si riportano i dati delle sezioni più sollecitate per le combinazioni caratteristiche.

Sezione A di mezzeria

N. Trave	N. Elem.	LCom Name	FT (N/mm ²)	FB (N/mm ²)	FTL (N/mm ²)	FBL (N/mm ²)	FTR (N/mm ²)	FBR (N/mm ²)	FMAX (N/mm ²)
1	133	SLE[CARA]_4	13.9	2.6	14.5	2.8	12.6	2.2	14.5
2	233	SLE[CARA]_2	13.0	5.8	13.8	6.1	11.8	5.4	13.8
3	333	SLE[CARA]_2	12.6	6.7	13.3	7.0	11.5	6.3	13.3
4	433	SLE[CARA]_1	12.7	5.9	12.0	5.6	13.0	6.0	13.0
5	533	SLE[CARA]_1	12.8	5.2	11.8	4.8	13.1	5.3	13.1

Sezione B

N. Trave	N. Elem.	LCom Name	FT (N/mm ²)	FB (N/mm ²)	FTL (N/mm ²)	FBL (N/mm ²)	FTR (N/mm ²)	FBR (N/mm ²)	FMAX (N/mm ²)
1	118	SLE[CARA]_2	11.7	4.2	12.2	4.3	10.6	3.8	12.2
2	218	SLE[CARA]_2	11.0	6.3	11.6	6.6	10.0	6.0	11.6
3	318	SLE[CARA]_2	10.5	7.4	11.1	7.6	9.7	7.1	11.1
4	418	SLE[CARA]_9	9.3	11.2	9.2	11.1	9.1	11.0	11.2
5	518	SLE[CARA]_5	9.4	11.2	8.8	11.1	9.0	11.1	11.2

Sezione C

N. Trave	N. Elem.	LCom Name	FT (N/mm ²)	FB (N/mm ²)	FTL (N/mm ²)	FBL (N/mm ²)	FTR (N/mm ²)	FBR (N/mm ²)	FMAX (N/mm ²)
1	110	SLE[CARA]_2	8.7	2.7	8.9	2.8	8.2	2.5	8.9
2	210	SLE[CARA]_2	8.1	4.1	8.3	4.1	7.7	3.9	8.3
3	310	SLE[CARA]_2	7.9	4.3	8.1	4.3	7.6	4.1	8.1
4	410	SLE[CARA]_1	7.9	4.5	7.9	4.5	7.6	4.3	7.9
5	510	SLE[CARA]_3	8.0	4.5	7.8	4.5	7.9	4.5	8.0

Sezione di raccordo

N. Trave	N. Elem.	LCom Name	FT (N/mm ²)	FB (N/mm ²)	FTL (N/mm ²)	FBL (N/mm ²)	FTR (N/mm ²)	FBR (N/mm ²)	FMAX (N/mm ²)
1	104	SLE[CARA]_10	3.0	9.1	2.7	8.9	3.3	9.1	9.1
2	204	SLE[CARA]_10	2.8	9.2	2.6	9.0	3.0	9.1	9.2
3	304	SLE[CARA]_10	2.8	9.2	2.7	9.1	2.9	9.2	9.2
4	404	SLE[CARA]_9	2.8	9.3	2.7	9.2	2.8	9.2	9.3
5	504	SLE[CARA]_9	2.9	9.2	3.0	9.2	2.7	9.1	9.2

Si riportano i dati delle sezioni più sollecitate per le combinazioni quasi permanenti.

Sezione A di mezzeria

N. Trave	N. Elem.	LCom Name	FT (N/mm ²)	FB (N/mm ²)	FTL (N/mm ²)	FBL (N/mm ²)	FTR (N/mm ²)	FBR (N/mm ²)	FMAX (N/mm ²)
1	133	SLD_13	11.8	9.0	12.3	8.8	11.0	8.9	12.3
2	233	SLD_13	11.2	10.1	11.6	10.2	10.7	10.0	11.6
3	333	SLD_21	11.0	10.8	11.0	10.9	10.6	10.7	11.0
4	433	SLD_21	10.8	11.1	10.6	11.1	10.5	11.0	11.1
5	533	SLD_13	10.7	11.0	10.4	11.0	10.9	10.6	11.0

Sezione B

N. Trave	N. Elem.	LCom Name	FT (N/mm ²)	FB (N/mm ²)	FTL (N/mm ²)	FBL (N/mm ²)	FTR (N/mm ²)	FBR (N/mm ²)	FMAX (N/mm ²)
1	118	SLD_13	10.0	9.2	10.4	9.0	9.3	9.1	10.4
2	218	SLD_21	9.7	10.2	9.6	10.2	9.2	10.1	10.2
3	318	SLD_21	9.4	10.6	9.3	10.7	9.0	10.5	10.7
4	418	SLD_21	9.2	10.9	9.0	10.9	8.9	10.8	10.9
5	518	SLD_13	9.2	10.8	8.8	10.8	9.3	10.5	10.8

Sezione C

N. Trave	N. Elem.	LCom Name	FT (N/mm ²)	FB (N/mm ²)	FTL (N/mm ²)	FBL (N/mm ²)	FTR (N/mm ²)	FBR (N/mm ²)	FMAX (N/mm ²)
1	110	SLD_13	7.7	5.7	7.9	5.6	7.2	5.5	7.9
2	210	SLD_5	7.5	6.4	7.2	6.4	7.1	6.3	7.5
3	310	SLD_5	7.4	6.7	7.0	6.7	7.0	6.6	7.4
4	410	SLD_5	7.3	6.9	6.9	6.8	7.0	6.8	7.3
5	510	SLD_13	7.2	6.6	6.8	6.5	7.3	6.5	7.3

Sezione di raccordo

N. Trave	N. Elem.	LCom Name	FT (N/mm ²)	FB (N/mm ²)	FTL (N/mm ²)	FBL (N/mm ²)	FTR (N/mm ²)	FBR (N/mm ²)	FMAX (N/mm ²)
1	104	SLD_5	3.1	8.9	2.5	8.7	3.1	9.0	9.0
2	204	SLD_5	2.9	8.9	2.4	8.8	2.8	9.0	9.0
3	304	SLD_5	2.9	9.0	2.5	8.9	2.7	9.0	9.0
4	404	SLD_5	2.9	9.0	2.5	9.0	2.6	9.0	9.0
5	504	SLD_5	2.9	9.0	2.8	9.0	2.5	8.9	9.0

PROGETTAZIONE ATI:

8.2.3 STATO LIMITE DI FESSURAZIONE

Si verifica lo stato limite di decompressione delle travi, nel caso in esame le condizioni ambientali sono di tipo aggressive per la classe di esposizione XC4, come riportato in Tab. 4.1.III

Tab. 4.1.III – Descrizione delle condizioni ambientali

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

Data la presenza dei trefoli il gruppo di esigenza utilizzato è il B, secondo quanto riportato in Tab. 4.1.IV

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

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

Come si può osservare dalle tabelle del capitolo precedente e da quelle mostrate nel seguito, le travi risultano sempre compresse, soddisfacendo lo stato limite di decompressione sia quello di fessurazione.

Sezione A di mezzeria

N. Trave	N. Elem.	LCom Name	FT (N/mm ²)	FB (N/mm ²)	FTL (N/mm ²)	FBL (N/mm ²)	FTR (N/mm ²)	FBR (N/mm ²)	FMAX (N/mm ²)
1	133	SLE[F]_18	12.5	4.6	13.2	4.8	11.8	4.2	13.2
2	233	SLE[F]_16	12.2	6.3	12.6	6.4	11.7	6.0	12.6
3	333	SLE[F]_16	11.6	7.8	12.2	8.0	11.0	7.5	12.2
4	433	SLE[F]_15	11.6	7.2	11.3	7.0	11.9	7.3	11.9
5	533	SLE[F]_15	11.6	6.6	11.1	6.4	11.9	6.7	11.9

Sezione B

N. Trave	N. Elem.	LCom Name	FT (N/mm ²)	FB (N/mm ²)	FTL (N/mm ²)	FBL (N/mm ²)	FTR (N/mm ²)	FBR (N/mm ²)	FMAX (N/mm ²)
1	118	SLE[F]_16	10.6	5.7	11.1	5.8	10.0	5.4	11.1
2	218	SLE[F]_16	10.2	7.0	10.6	7.1	9.8	6.8	10.6
3	318	SLE[F]_16	8.9	10.4	9.1	10.4	8.8	10.3	10.4
4	418	SLE[F]_15	8.8	10.7	8.8	10.6	8.7	10.6	10.7
5	518	SLE[F]_15	8.7	10.5	8.6	10.4	8.7	10.5	10.5

PROGETTAZIONE ATI:

Sezione C

N. Trave	N. Elem.	LCom Name	FT (N/mm ²)	FB (N/mm ²)	FTL (N/mm ²)	FBL (N/mm ²)	FTR (N/mm ²)	FBR (N/mm ²)	FMAX (N/mm ²)
1	110	SLE[F]_16	8.0	3.5	8.3	3.6	7.7	3.3	8.3
2	210	SLE[F]_16	7.6	4.6	7.8	4.6	7.4	4.4	7.8
3	310	SLE[F]_16	7.5	4.8	7.6	4.8	7.3	4.7	7.6
4	410	SLE[F]_15	7.4	5.0	7.5	4.9	7.3	4.9	7.5
5	510	SLE[F]_17	7.4	4.9	7.4	4.9	7.5	4.9	7.5

Sezione di raccordo

N. Trave	N. Elem.	LCom Name	FT (N/mm ²)	FB (N/mm ²)	FTL (N/mm ²)	FBL (N/mm ²)	FTR (N/mm ²)	FBR (N/mm ²)	FMAX (N/mm ²)
1	104	SLE[F]_16	2.6	8.7	2.3	8.6	2.9	8.8	8.8
2	204	SLE[F]_16	2.4	8.8	2.2	8.7	2.6	8.8	8.8
3	304	SLE[F]_16	2.4	8.9	2.3	8.8	2.6	8.9	8.9
4	404	SLE[F]_15	2.4	8.9	2.3	8.8	2.5	8.9	8.9
5	504	SLE[F]_15	2.5	8.8	2.6	8.8	2.4	8.7	8.8

8.2.4 TENSIONE MASSIMA NELL'ACCIAIO DA PRECOMPRESSIONE

Si riportano le limitazioni adottate:

- Tensione massima al tiro:
EC2-1-1:2005 §5.10.2.1(1) eq. (5.41)

f_{pk}	1860	[MPa]
$f_{p0,1k}$	1670	[MPa]
k_1	0.8	[-]
k_2	0.9	[-]
σ_1	1488	[MPa]
σ_2	1503	[MPa]
$\sigma_{p,max}$	1488	[MPa]

La tensione al tiro di progetto è pari a 1413 MPa, quindi inferiore al limite di norma.

- Tensione massima in condizioni di esercizio
NTC18 §4.1.2.2.5.2 eq. [4.1.17]

k	0.8	[-]
$\sigma_{p,max}$	1336	[MPa]

PROGETTAZIONE ATI:

A perdite scontate tutti i cavi presentano una tensione inferiore al limite di normativa, come indicato nel capitolo 4.2.1 della presente relazione.

8.2.5 STATO LIMITE DI DEFORMAZIONE

Si riportano di seguito le verifiche di deformabilità dell'impalcato. I valori sono espressi in cm.

Luce di calcolo 3000 cm

Frecce (cm)	Trave 1		Trave 2		Trave 3		Trave 4		Trave 5	
G1	3.86		3.82		3.8		3.82		3.85	
G2	1.60		1.31		1.13		1.02		0.99	
Somma Permanenti	5.46 L/549<L/150		5.13 L/585<L/150		4.93 L/609<L/150		4.84 L/620<L/150		4.84 L/620<L/150	
Traffico	1.59	L/1886<L/500	1.39	L/2158<L/500	1.29	L/2325<L/500	1.38	L/2173<L/500	1.62	L/549<L/500

8.3 VERIFICHE SLU TRAVERSI

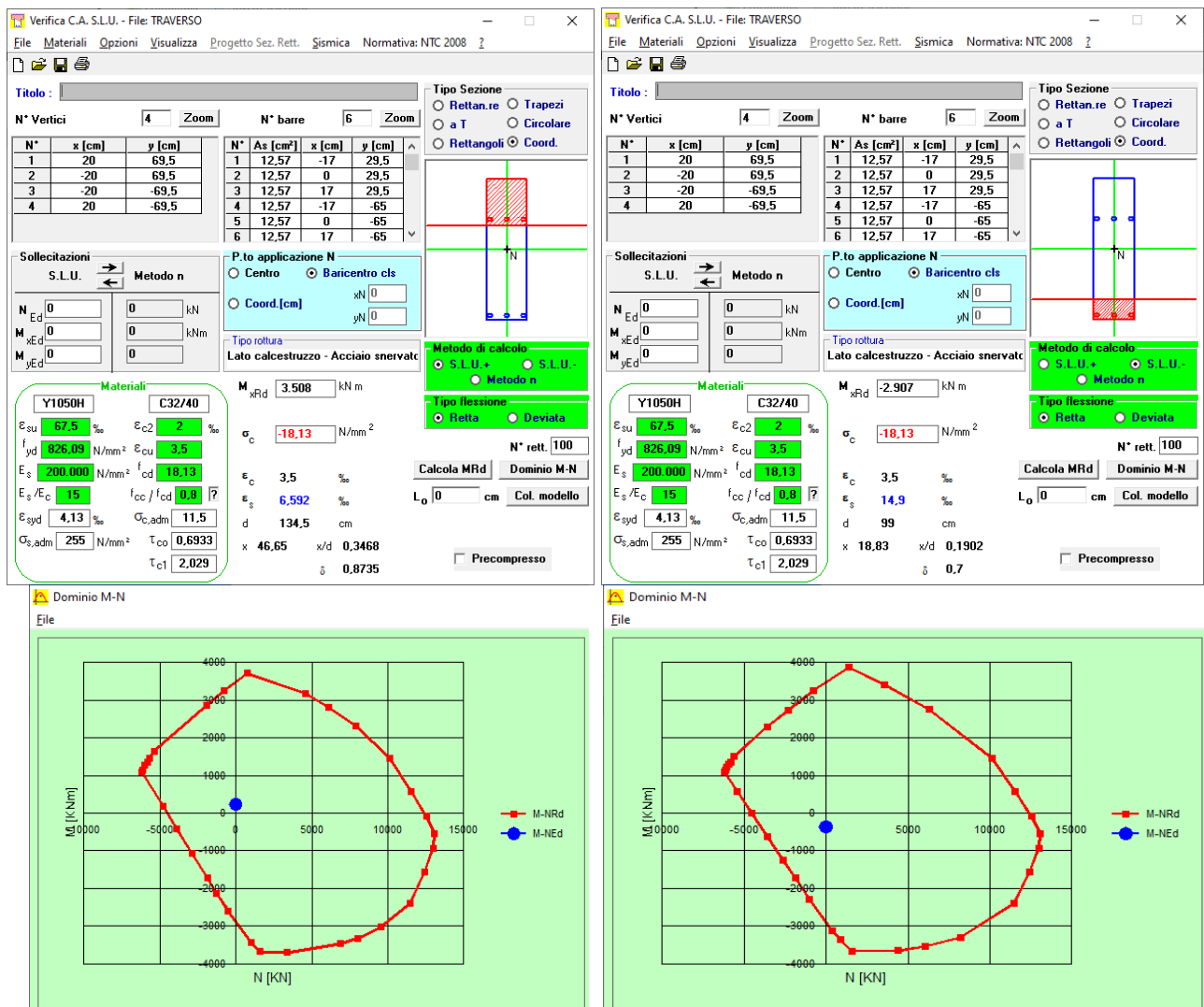
8.3.1 VERIFICHE A MOMENTO FLETTENTE TRAVERSI DI TESTATA

I traversti di testata hanno dimensione geometrica 139x40, la verifica viene svolta con 3+5 $\Phi 40$ Dywidag B500B.

Si riportano le verifiche per le sollecitazioni massime dovute alle combinazioni SLU.

Pos. traverso:	Combinazione	M _{ED} [kNm]	M _{RD} [kNm]	F.S.
Spalla A	SLU_54	225.83	3508	15.53
Spalla A	SLU_132	-359.47	-2907	8.09

Pos. traverso:	Combinazione	M _{ED} [kNm]	M _{RD} [kNm]	F.S.
Spalla B	SLU_54	225.85	3508	15.53
Spalla B	SLU_132	-359.34	-2907	8.09



PROGETTAZIONE ATI:

8.3.2 VERIFICHE A TAGLIO TRAVERSI DI TESTATA

Si riportano le verifiche delle sezioni con i massimi tagli. L'armatura è costituita da staffe $\Phi 16/10$ a due bracci.

$f_{ck} =$	32	MPa
$f_{yd} =$	391.30	Mpa
$f_{cd} =$	18.1	MPa
$f'_{cd} = 0,5f_{cd} =$	9.1	MPa
<hr/>		
$H =$	1390	mm
$b_w =$	400	mm
$d =$	1244	mm
<hr/>		
$N_{Ed} =$	0.E+00	N (compr)
$V_{Ed} =$	0	N
$\cotg\theta = \epsilon [1; 2,5]$ (per V_{Rds} e V_{Rcd})	1.00	(accettabile)
$(\cotg\theta)^2 =$	1.00	
<hr/>		
staffe $\phi =$	16	mm
numero bracci resistenti sezione	2	
passo "s" =	10	cm
$A_s/s =$	40.20	cm ² /m
$\alpha =$	90	° = 1.5708 rad
<hr/>		
$A_c =$	556,000	mmq
$\sigma_{cp} = N_{sd}/A_c =$	0.000	Mpa
$\alpha_c =$	1.00	
$V_{Rsd} =$ (eq. 6.13 - E.C.2)	2.E+06 N =	1761.72 kN
$V_{Rd,max} =$ (eq. 6.14 - E.C.2)	2.E+06 N =	2030.21 kN
	$V_{Rds} =$	1761.72 kN
	$V_{Rd,max} =$	2030.21 kN

Pos. traverso:	Combinazione	V_{ED} [kN]	V_{RD} [kN]	F.S.
Spalla A	SLU_132	506.89	1761.72	3.48
Spala B	SLU_132	506.80	1761.72	3.48

8.3.3 VERIFICHE A TORSIONE

Si riportano i dati per il calcolo della torsione resistente

Dati			
Base rettangolo	b	400	[mm]
Altezza rettangolo	h	1390	[mm]
Perimetro medio	u_m	2958.8	[mm]
spessore $t=A_c/u$	t	155.3	[mm]
Perimetro u	u	3580	[mm]

PROGETTAZIONE ATI:

Calcolo Resistenza lato calcestruzzo [4.1.35]

Dati

Area racchiusa da linea media	A	302120.3458	[mm ²]	
spessore	t	155.31	[mm]	
Resistenza calcestruzzo	f'cd	9.07	[N/mm ²]	[C.4.1.2.3.6]
Cotangente di θ	cot θ	1.00	[-]	
Momento resistente	TRcd	425.4	[kNm]	

Calcolo Resistenza lato staffe [4.1.36]

Area racchiusa da linea media	A	302120.3458	[mm ²]
Area staffe	As	402.1	[mm ²]
Passo staffe	s	100	[mm]
Resistenza Staffe	f _{yd}	391.3	[N/mm ²]
Cotangente di θ	cot θ	1.00	[-]
Momento resistente	TRsd	950.8	[kNm]

Calcolo Resistenza lato armatura longitudinale [4.1.37]

Area racchiusa da linea media	A	302120.3458	[mm ²]
Area armatura longitudinale	A _l	10053.1	[mm ²]
Perimetro medio	u _m	2958.77	[mm]
Resistenza Armatura longitudinale	f _{yd}	826.1	[N/mm ²]
Cotangente di θ	cot θ	1.00	[-]
Momento resistente	TRsd	1696.0	[kNm]

Traverso	Combinazione	T _{ED} [kN]	T _{RD} [kN]	F.S.
Spalla A	SLU_36	146.75	425.4	1.36
Spala B	SLU_36	146.75	425.4	1.36

N° trave:	V _{ED} [kN]	T _{ED} [kN]	Eq. 4.1.40 ≤ 1
Spalla A	506.89	146.75	0.59
Spala B	506.80	146.75	0.59

PROGETTAZIONE ATI:

8.3.4 VERIFICA SOLLEVAMENTO IMPALCATO

Si esegue la verifica del traverso nella condizione di sollevamento di impalcato, considerando l'utilizzo di un martinetto per campo di traverso. Si riportano le reazioni vincolari dovute ai permanenti, i valori sono caratteristici.

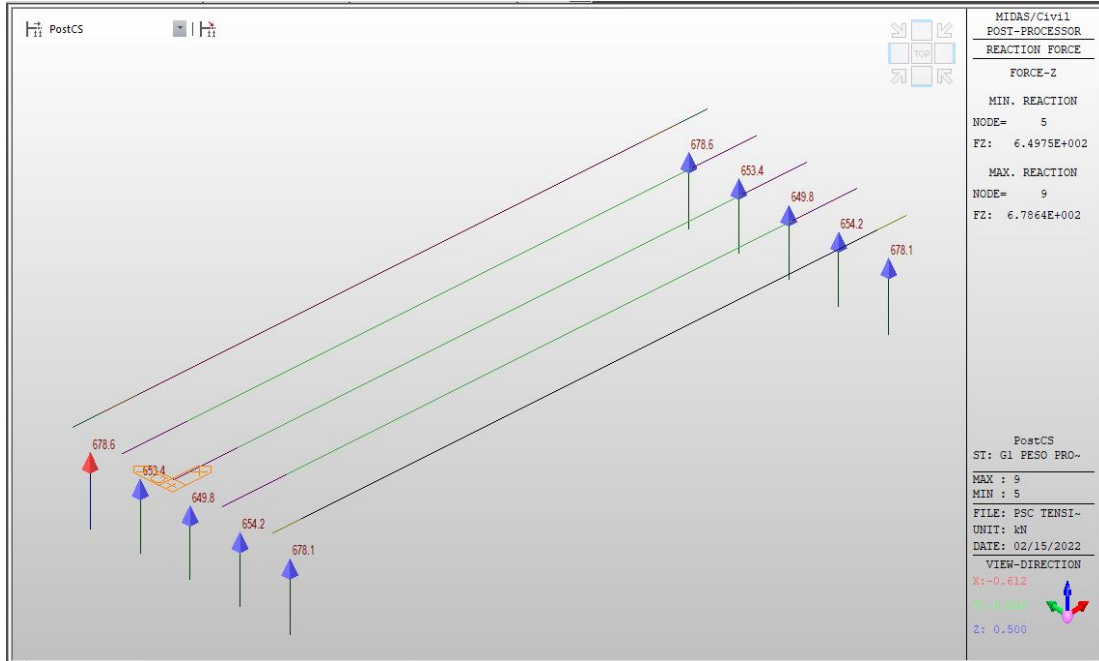


Figura 56: Reazioni vincolari G1

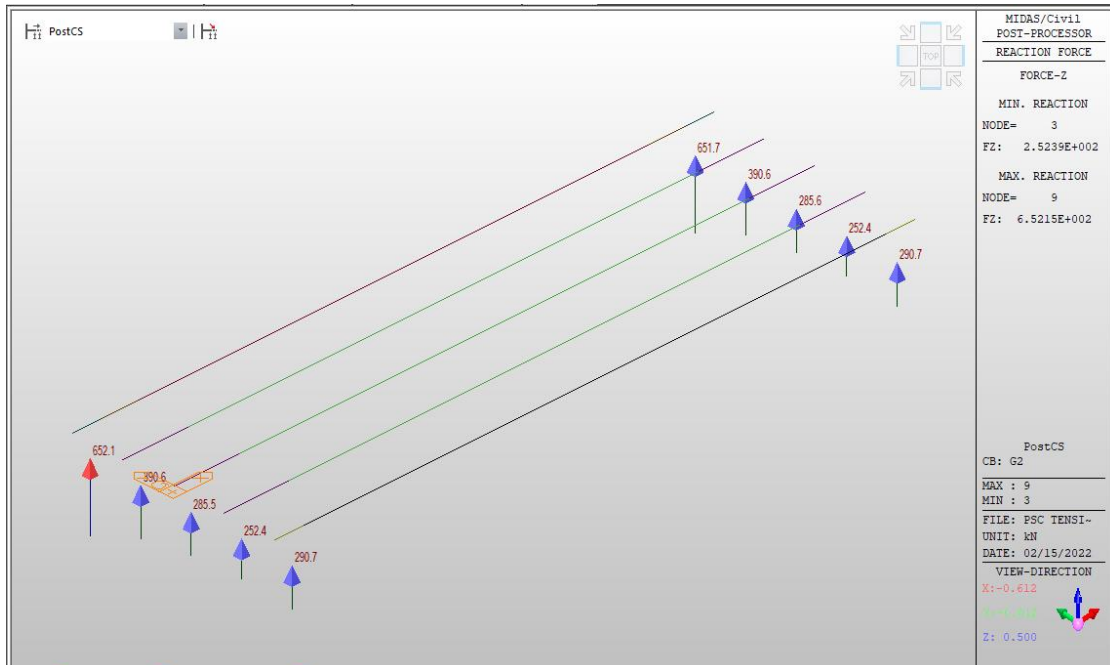


Figura 57: Reazioni vincolari G2

Le reazioni maggiori si hanno sulla trave n. 1, pertanto la condizione di traffico considerata per massimizzare le azioni è quella relativa ai carichi eccentrici sulla trave n.1. Si riporta l'involuppo delle reazioni vincolari, i valori sono caratteristici.

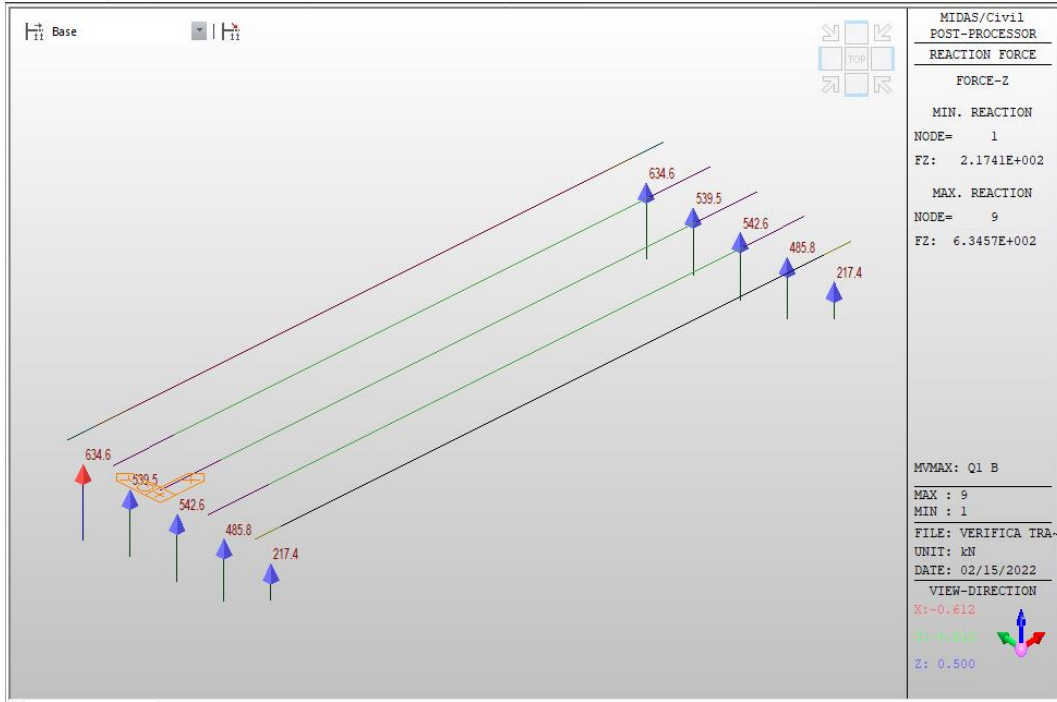


Figura 58: Reazioni vincolari carichi mobili

Si riportano le reazioni vincolari del vento che massimizza le reazioni sulla trave di bordo n. 1.

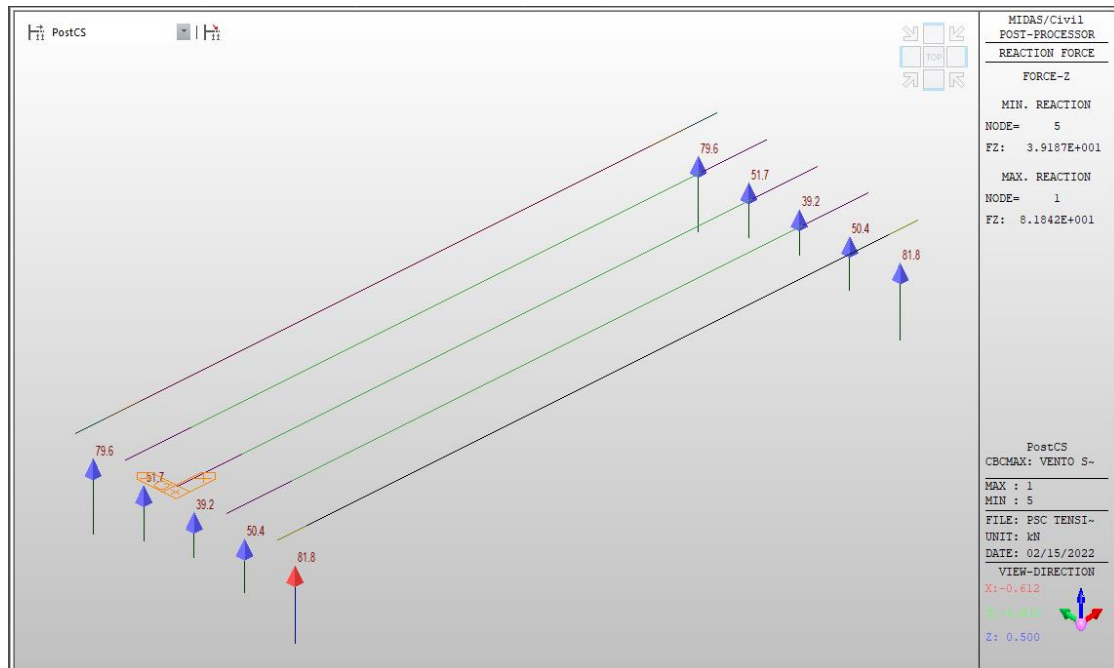


Figura 59: reazioni vincolari vento

Per la verifica si considera il seguente modello tirante puntone

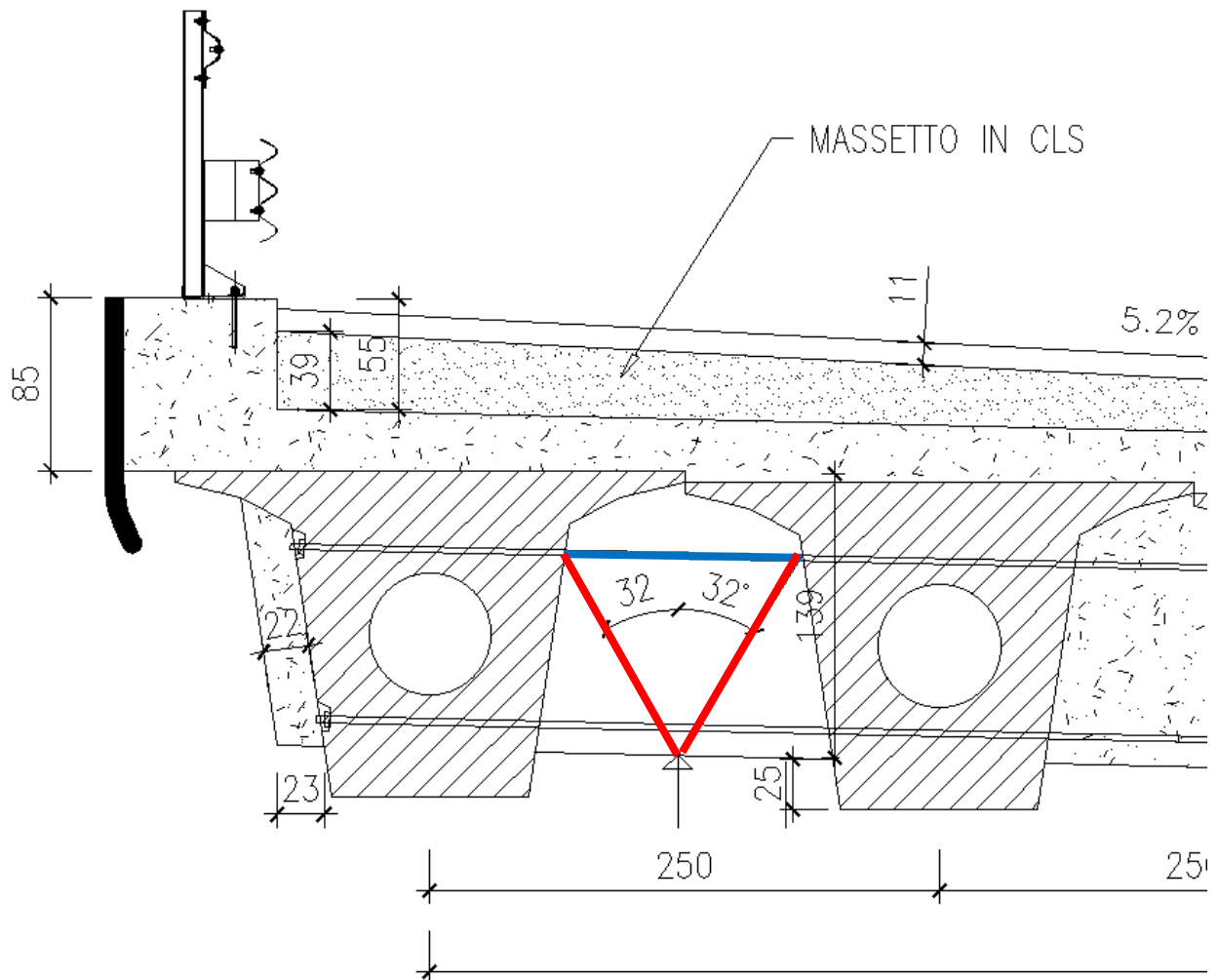


Figura 60: Modello tirante puntone

In blu è evidenziato il tirante, in rosso i puntoni compressi. La forza agente dovuta al martinetto è posizionata in mezzeria del campo del traverso.

Secondo quanto riportato in UNI EN 1991-2 (2003) al capitolo 4.5.3, è possibile considerare i valori caratteristici dei carichi tandem dei carichi mobili da traffico moltiplicati per un fattore 0.8. Si riporta l'estratto dalla norma.

4.5.3 Groups of loads in transient design situations

(1) The rules given in 4.5.1 and 4.5.2 are applicable with the following modifications given in 4.5.3(2).

(2) For verifications in transient design situations, the characteristic values associated with the tandem system should be taken equal to $0,8\alpha_{Q_i}Q_{ik}$, and all other characteristic, frequent and quasi-permanent values and the horizontal forces are as specified for persistent design situations without any modification (*i.e.* they are not reduced proportionally to the weight of the tandems).

NOTE In transient design situations due to road or bridge maintenance, the traffic is commonly concentrated on smaller areas without being significantly reduced, and long lasting traffic jams are frequent. However, more reductions may be applied in cases where the heaviest lorries are diverted by appropriate measures.

La combinazione di verifica considerata è dunque la seguente:

$$G1*1.35+G2*1.5+1.35*0.8*Q_{ik}+1.35*q_{ik}+1.5*0.6*q_5$$

Il valore della forza applicata al traverso è dunque:

$$(678.6+653.4*0.5) * 1.35 + (652.1+390.6*0.5) * 1.5 + (634.6+539.5*0.5) * 1.35\text{kN} \\ +(79.6+51.7*0.5)*0.9= 3944 \text{ kN.}$$

Dall'equilibrio delle forze il tirante risulta pari a: $3944*\tan32=2465 \text{ kN.}$

Utilizzando 5 barre Dywidag B500B $\Phi 40$ si ha un tiro resistente pari a:

$$T_{Rd}: 3*\pi 20^2*(950/1.15) = 3115.2 \text{ kN}$$

Il fattore di sicurezza risulta dunque: $FS=3115.2/2465=1.26.$

La soletta viene rinforza in estradosso con $\Phi 30/10$ per un tratto di un metro disposto a cavallo dei traversi.

8.4 VERIFICHE SLE TRAVERSI

8.4.1 STATO LIMITE DI LIMITAZIONE DELLE TENSIONI

Le tensioni massime secondo §4.1.2.2.5 delle NTC18 sono:

Resistenza a compressione (caratteristica): $\sigma_{c,rara_B} = 0.60 \times f_{ck_B} = \mathbf{19.20 \text{ N/mm}^2}$

Resistenza a compressione (quasi permanente): $\sigma_{c,Qperm_B} = 0.45 \times f_{ck_B} = \mathbf{14.40 \text{ N/mm}^2}$

Si riportano le verifiche tensionali.

Acciaio sfruttato all'80% (rara): $\sigma_{sd} = 0.80 \times (950 \text{ N/mm}^2) = \mathbf{760 \text{ N/mm}^2}$

Pos. traverso:	Combinazione	M _{ED} [kNm]	σ _c [N/mm ²]	σ _a [N/mm ²]
Spalla A	SLE(CARA)_2	165.46	1.37	19.20
Spalla A	SLE(CARA)_2	-250.57	2.41	19.20

Pos. traverso:	Combinazione	M _{ED} [kNm]	σ _c [N/mm ²]	σ _a [N/mm ²]
Spalla B	SLE(CARA)_2	165.46	1.37	19.20
Spalla B	SLE(CARA)_2	-250.57	2.41	19.20

Le tensioni nell'acciaio sono inferiori al limite di norma:

Pos. traverso:	Combinazione	M _{ED} [kNm]	σ _s [N/mm ²]	σ _a [N/mm ²]
Spalla A	SLE(CARA)_2	165.46	37.6	760
Spalla A	SLE(CARA)_2	-250.57	73.2	760

Pos. traverso:	Combinazione	M _{ED} [kNm]	σ _s [N/mm ²]	σ _a [N/mm ²]
Spalla B	SLE(CARA)_2	165.46	37.6	760
Spalla B	SLE(CARA)_2	-250.57	73.2	760

Pos. traverso:	Combinazione	M _{ED} [kNm]	σ _c [N/mm ²]	σ _a [N/mm ²]
Spalla A	SLD_9	112.46	0.93	14.40
Spalla A	SLD_13	-197.19	1.90	14.40

Pos. traverso:	Combinazione	M _{ED} [kNm]	σ _c [N/mm ²]	σ _a [N/mm ²]
Spalla B	SLD_9	112.46	0.93	14.40
Spalla B	SLD_13	-197.19	1.90	14.40

Verifica C.A. S.L.U. - File: TRAVERSO

Titolo:

N° Vertici: 4 Zoom N° barre: 6 Zoom

N°	x [cm]	y [cm]	N°	As [cm²]	x [cm]	y [cm]
1	20	69.5	1	12.57	-17	29.5
2	-20	69.5	2	12.57	0	29.5
3	-20	-69.5	3	12.57	17	29.5
4	20	-69.5	4	12.57	-17	-65
			5	12.57	0	-65
			6	12.57	17	-65

Sollecitazioni S.L.U. Metodo n

N_{Ed} 0 kN
M_{Ed} 112.46 kNm
M_{yEd} 0

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

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

Materiali: Y1050H C32/40

ε_{su} 67.5 % ε_{c2} 2 % σ_c -0.9293 N/mm²
 f_{yd} 826.1 N/mm² ε_{cu} 3.5 % σ_s 25.57 N/mm²
 E_s 200.000 N/mm² f_{cd} 18.13
 E_s/E_c 15 f_{cc}/f_{cd} 0.8
 ε_{syd} 4.131 % C_{c,adm} 11.5 ε_s 0.1279 %
 C_{s,adm} 255 N/mm² τ_{co} 0.6933 d 134.5 cm
 C_{c1} 2.029 τ_{c1} 2.029 x 47.45 x/d 0.3528 N° iterazioni: 4
 δ 0.981

Verifica C.A. S.L.U. - File: TRAVERSO

Titolo:

N° Vertici: 4 Zoom N° barre: 6 Zoom

N°	x [cm]	y [cm]	N°	As [cm²]	x [cm]	y [cm]
1	20	69.5	1	12.57	-17	29.5
2	-20	69.5	2	12.57	0	29.5
3	-20	-69.5	3	12.57	17	29.5
4	20	-69.5	4	12.57	-17	-65
			5	12.57	0	-65
			6	12.57	17	-65

Sollecitazioni S.L.U. Metodo n

N_{Ed} 0 kN
M_{Ed} -197.19 kNm
M_{yEd} 0

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

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

Materiali: Y1050H C32/40

ε_{su} 67.5 % ε_{c2} 2 % σ_c -1.899 N/mm²
 f_{yd} 826.1 N/mm² ε_{cu} 3.5 % σ_s 57.58 N/mm²
 E_s 200.000 N/mm² f_{cd} 18.13
 E_s/E_c 15 f_{cc}/f_{cd} 0.8
 ε_{syd} 4.131 % C_{c,adm} 11.5 ε_s 0.2879 %
 C_{s,adm} 255 N/mm² τ_{co} 0.6933 d 99 cm
 C_{c1} 2.029 τ_{c1} 2.029 x 32.77 x/d 0.331 N° iterazioni: 4
 δ 0.8537

8.4.2 STATO LIMITE DI FESSURAZIONE

Nel caso in esame avendo una classe di esposizione XC4 il gruppo di Esigenza è il B

Tab. 4.1.III - Descrizione delle condizioni ambientali

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

Data la presenza di armature lente l'apertura delle fessure è limitata a w₂ = 0.3 mm per le combinazioni frequente e w₁ = 0.2 mm per le combinazioni quasi permanente.

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

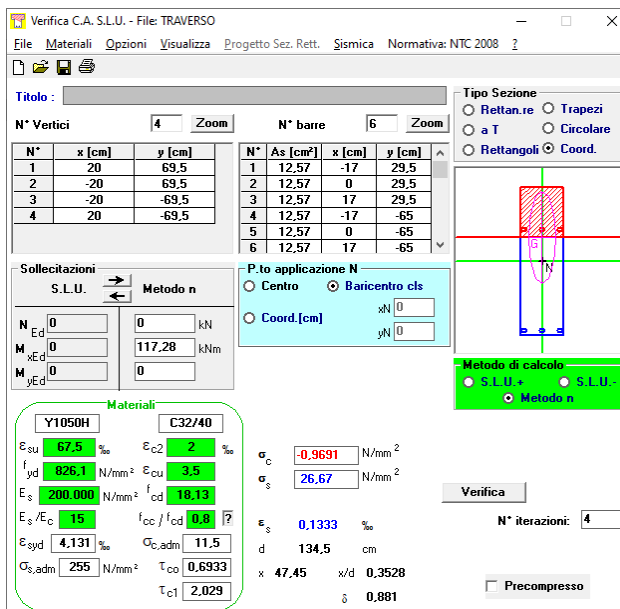
Gruppi di Esigenze	Condizioni ambientali	Combinazione di azioni	Armatura			
			Sensibile Stato limite	w_k	Poco sensibile Stato limite	w_k
A	Ordinarie	frequente	apertura fessure	$\leq w_2$	apertura fessure	$\leq w_3$
		quasi permanente	apertura fessure	$\leq w_1$	apertura fessure	$\leq w_2$
B	Aggressive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

w_1, w_2, w_3 sono definiti al § 4.1.2.2.4, il valore w_k è definito al § 4.1.2.2.4.5.

Si riportano le sollecitazioni per le combinazioni di tipo frequente

Pos. trasverso:	Combinazione	M_{ED} [kNm]
Spalla A	SLE(F)_16	117.28
Spalla A	SLE(F)_16	-186.87

Pos. trasverso:	Combinazione	M_{ED} [kNm]
Spalla B	SLE(F)_16	117.28
Spalla B	SLE(F)_16	-186.87



Verifica C.A. S.L.U. - File: TRAVERSO

Titolo:

N° Vertici: 4 Zoom N° barre: 6 Zoom

N°	x [cm]	y [cm]	N°	As [cm²]	x [cm]	y [cm]
1	20	69.5	1	12.57	-17	29.5
2	-20	69.5	2	12.57	0	29.5
3	-20	-69.5	3	12.57	17	29.5
4	20	-69.5	4	12.57	-17	-65
			5	12.57	0	-65
			6	12.57	17	-65

Sollecitazioni: S.L.U. Metodo n

N_{Ed} 0 kN
M_{xEd} 117.28 kNm
M_{yEd} 0

P.to applicazione N: Centro Baricentro cls

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

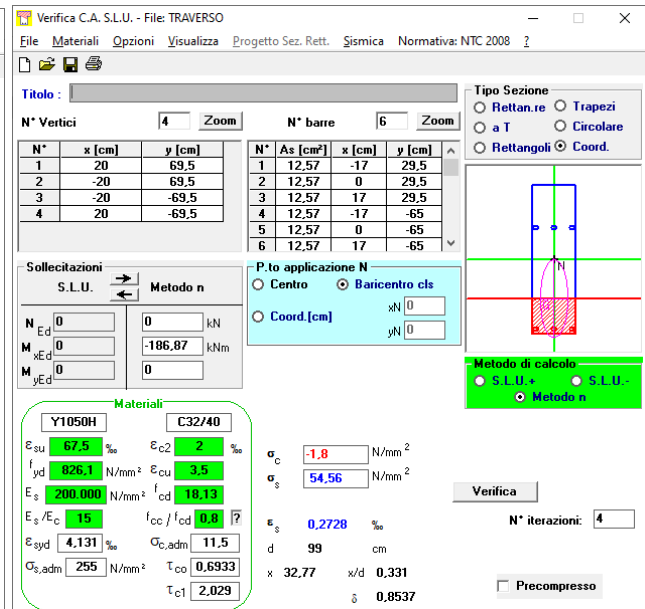
Materiali: Y1050H C32/40

ϵ_{su} 67.5% ϵ_{c2} 2%
 f_{yd} 826.1 N/mm² ϵ_{cu} 3.5%
 E_s 200.000 N/mm² f_{cd} 18.13
 E_s/E_c 15 f_{cc}/f_{cd} 0.8
 ϵ_{syd} 4.131% $G_{c,adm}$ 11.5
 $G_{s,adm}$ 255 N/mm² τ_{co} 0.6933
 τ_{c1} 2.029

σ_c -0.9691 N/mm²
 σ_s 26.67 N/mm²
 ϵ_s 0.1333%
d 134.5 cm
x 47.45 x/d 0.3528
 δ 0.881

Verifica N° iterazioni: 4

Precompresso



Verifica C.A. S.L.U. - File: TRAVERSO

Titolo:

N° Vertici: 4 Zoom N° barre: 6 Zoom

N°	x [cm]	y [cm]	N°	As [cm²]	x [cm]	y [cm]
1	20	69.5	1	12.57	-17	29.5
2	-20	69.5	2	12.57	0	29.5
3	-20	-69.5	3	12.57	17	29.5
4	20	-69.5	4	12.57	-17	-65
			5	12.57	0	-65
			6	12.57	17	-65

Sollecitazioni: S.L.U. Metodo n

N_{Ed} 0 kN
M_{xEd} -186.87 kNm
M_{yEd} 0

P.to applicazione N: Centro Baricentro cls

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

Materiali: Y1050H C32/40

ϵ_{su} 67.5% ϵ_{c2} 2%
 f_{yd} 826.1 N/mm² ϵ_{cu} 3.5%
 E_s 200.000 N/mm² f_{cd} 18.13
 E_s/E_c 15 f_{cc}/f_{cd} 0.8
 ϵ_{syd} 4.131% $G_{c,adm}$ 11.5
 $G_{s,adm}$ 255 N/mm² τ_{co} 0.6933
 τ_{c1} 2.029

σ_c -1.8 N/mm²
 σ_s 54.56 N/mm²
 ϵ_s 0.2728%
d 99 cm
x 32.77 x/d 0.331
 δ 0.8537

Verifica N° iterazioni: 4

Precompresso

STATO LIMITE DI APERTURA DELLE FESSURE - Rif. UNI EN 1992-1-1: 2005 Par.7.3		STATO LIMITE DI APERTURA DELLE FESSURE - Rif. UNI EN 1992-1-1: 2005 Par.7.3	
Geometria della sezione		Geometria della sezione	
Altezza della sezione	h 1390 [mm]	Altezza della sezione	h 1390 [mm]
Larghezza della sezione	b 400 [mm]	Larghezza della sezione	b 400 [mm]
Altezza utile della sezione	d 1305 [mm]	Altezza utile della sezione	d 1305 [mm]
Distanza tra asse armatura e lembo compresso	d' 400 [mm]	Distanza tra asse armatura e lembo compresso	d' 400 [mm]
Ricoprimento dell'armatura	C 45 [mm]	Ricoprimento dell'armatura	C 45 [mm]
Armatura tesa ordinaria		Armatura tesa ordinaria	
Numero di ferri tesi presenti nella sezione	n _{1,1} 3 [-]	Numero di ferri tesi presenti nella sezione	n _{1,1} 3 [-]
Diametro dei ferri tesi presenti nella sezione	φ _{1,1} 40 [mm]	Diametro dei ferri tesi presenti nella sezione	φ _{1,1} 40 [mm]
Area dei ferri tesi presenti nella sezione	A _{s,1} 3770 [mm ²]	Area dei ferri tesi presenti nella sezione	A _{s,1} 3770 [mm ²]
Armatura tesa di infittimento		Armatura tesa di infittimento	
Numero di ferri tesi presenti nella sezione	n _{1,2} 0 [-]	Numero di ferri tesi presenti nella sezione	n _{1,2} 0 [-]
Diametro dei ferri tesi presenti nella sezione	φ _{1,2} 12 [mm]	Diametro dei ferri tesi presenti nella sezione	φ _{1,2} 12 [mm]
Area dei ferri tesi presenti nella sezione	A _{s,2} 0 [mm ²]	Area dei ferri tesi presenti nella sezione	A _{s,2} 0 [mm ²]
Caratteristiche dei materiali		Caratteristiche dei materiali	
Resistenza caratteristica cilindrica dal calcestruzzo	f _{ck} 32 [MPa]	Resistenza caratteristica cilindrica dal calcestruzzo	f _{ck} 32 [MPa]
Resistenza a trazione media del calcestruzzo	f _{ctm} 3.0 [MPa]	Resistenza a trazione media del calcestruzzo	f _{ctm} 3.0 [MPa]
Modulo di elasticità del calcestruzzo	E _{cm} 33346 [MPa]	Modulo di elasticità del calcestruzzo	E _{cm} 33346 [MPa]
Resistenza a snervamento dell'acciaio	f _{yk} 950 [MPa]	Resistenza a snervamento dell'acciaio	f _{yk} 950 [MPa]
Modulo di elasticità dell'acciaio	E _s 200000 [MPa]	Modulo di elasticità dell'acciaio	E _s 200000 [MPa]
DETERMINAZIONE DELL'AMPIEZZA DELLE FESSURE		DETERMINAZIONE DELL'AMPIEZZA DELLE FESSURE	
Tensione nell'armatura tesa considerando la sezione fessurata	σ _s 26.65 [MPa]	Tensione nell'armatura tesa considerando la sezione fessurata	σ _s 54.56 [MPa]
Asse neutro della sezione	X 474.5 [mm]	Asse neutro della sezione	X 327.7 [mm]
Tipo e durata dei carichi applicati		Tipo e durata dei carichi applicati	
Coefficiente di omogeneizzazione	α _c 6.00 [-]	Coefficiente di omogeneizzazione	α _c 6.00 [-]
Area totale delle armature presenti nella zona tesa	A _s 3770 [mm ²]	Area totale delle armature presenti nella zona tesa	A _s 3770 [mm ²]
Area efficace tesa di calcestruzzo	A _{c,eff.1} 85000 [mm ²]	Area efficace tesa di calcestruzzo	A _{c,eff.1} 85000 [mm ²]
	A _{c,eff.2} 122067 [mm ²]		A _{c,eff.2} 141640 [mm ²]
	A _{c,eff.3} 278000 [mm ²]		A _{c,eff.3} 278000 [mm ²]
	A _{c,eff.min} 85000 [mm ²]		A _{c,eff.min} 85000 [mm ²]
Rapporto tra l'area di acciaio teso e quella di calcestruzzo teso		Rapporto tra l'area di acciaio teso e quella di calcestruzzo teso	
Resistenza efficace media del calcestruzzo	f _{td,eff} 3.0 [MPa]	Resistenza efficace media del calcestruzzo	f _{td,eff} 3.0 [MPa]
Fattore di durata del carico	k _t 0.4 [-]	Fattore di durata del carico	k _t 0.4 [-]
Differenza tra la deformazione nell'acciaio e nel cls		Differenza tra la deformazione nell'acciaio e nel cls	
	[ε _{sm} -ε _{cm}] _{min} 0.000080 [-]		[ε _{sm} -ε _{cm}] _{min} 0.000164 [-]
	[ε _{sm} -ε _{cm}] _{calc} -0.000039 [-]		[ε _{sm} -ε _{cm}] _{calc} 0.000100 [-]
	[ε _{sm} -ε _{cm}] 0.000080 [-]		[ε _{sm} -ε _{cm}] 0.000164 [-]
Spaziatura tra le barre (calcolata tra i baricentri dei ferri)		Spaziatura tra le barre (calcolata tra i baricentri dei ferri)	
Diametro equivalente delle barre	φ _{eq} 40.00 [mm]	Diametro equivalente delle barre	φ _{eq} 40.00 [mm]
Spaziatura massima di riferimento	s _{max,ref} 325 [mm]	Spaziatura massima di riferimento	s _{max,ref} 325 [mm]
Coefficienti k per il calcolo dell'ampiezza di fessurazione	k ₁ 0.800 [-]	Coefficienti k per il calcolo dell'ampiezza di fessurazione	k ₁ 0.800 [-]
	k ₂ 0.500 [-]		k ₂ 0.500 [-]
	k ₃ 3.400 [-]		k ₃ 3.400 [-]
	k ₄ 0.425 [-]		k ₄ 0.425 [-]
Distanza massima tra le fessure		Distanza massima tra le fessure	
	s _{r,max.1} 306 [mm]		s _{r,max.1} 306 [mm]
	s _{r,max.2} 1190 [mm]		s _{r,max.2} 1381 [mm]
	s _{r,max} 306 [mm]		s _{r,max} 306 [mm]
Ampiezza limite delle fessure per la combinazione di calcolo pertinente		Ampiezza limite delle fessure per la combinazione di calcolo pertinente	
W _{k,lim} 0.10 [mm]		W _{k,lim} 0.10 [mm]	
Ampiezza delle fessure (di calcolo)		Ampiezza delle fessure (di calcolo)	
w _k 0.02 [mm]		w _k 0.05 [mm]	

Si riportano le sollecitazioni per le combinazioni di tipo quasi permanente

Pos. trasverso:	Combinazione	M _{ED} [kNm]
Spalla A	SLD_9	112.46
Spalla A	SLD_13	-197.19

Pos. trasverso:	Combinazione	M _{ED} [kNm]
Spalla B	SLD_9	112.46
Spalla B	SLD_13	-197.19

STATO LIMITE DI APERTURA DELLE FESSURE - Rif. UNI EN 1992-1-1: 2005 Par.7.3		STATO LIMITE DI APERTURA DELLE FESSURE - Rif. UNI EN 1992-1-1: 2005 Par.7.3	
Geometria della sezione		Geometria della sezione	
Altezza della sezione	h 1390 [mm]	Altezza della sezione	h 1390 [mm]
Larghezza della sezione	b 400 [mm]	Larghezza della sezione	b 400 [mm]
Altezza utile della sezione	d 1305 [mm]	Altezza utile della sezione	d 1305 [mm]
Distanza tra asse armatura e lembo compresso	d' 400 [mm]	Distanza tra asse armatura e lembo compresso	d' 400 [mm]
Ricoprimento dell'armatura	c 45 [mm]	Ricoprimento dell'armatura	c 45 [mm]
Armatura tesa ordinaria		Armatura tesa ordinaria	
Numero di ferri tesi presenti nella sezione	n _{st,1} 3 [-]	Numero di ferri tesi presenti nella sezione	n _{st,1} 3 [-]
Diametro dei ferri tesi presenti nella sezione	φ _{st,1} 40 [mm]	Diametro dei ferri tesi presenti nella sezione	φ _{st,1} 40 [mm]
Area dei ferri tesi presenti nella sezione	A _{st,1} 3770 [mm ²]	Area dei ferri tesi presenti nella sezione	A _{st,1} 3770 [mm ²]
Armatura tesa di infitimento		Armatura tesa di infitimento	
Numero di ferri tesi presenti nella sezione	n _{st,2} 0 [-]	Numero di ferri tesi presenti nella sezione	n _{st,2} 0 [-]
Diametro dei ferri tesi presenti nella sezione	φ _{st,2} 12 [mm]	Diametro dei ferri tesi presenti nella sezione	φ _{st,2} 12 [mm]
Area dei ferri tesi presenti nella sezione	A _{st,2} 0 [mm ²]	Area dei ferri tesi presenti nella sezione	A _{st,2} 0 [mm ²]
Caratteristiche dei materiali		Caratteristiche dei materiali	
Resistenza caratteristica cilindrica dal calcestruzzo	f _{ck} 32 [MPa]	Resistenza caratteristica cilindrica dal calcestruzzo	f _{ck} 32 [MPa]
Resistenza a trazione media del calcestruzzo	f _{ctm} 3.0 [MPa]	Resistenza a trazione media del calcestruzzo	f _{ctm} 3.0 [MPa]
Modulo di elasticità del calcestruzzo	E _{cm} 33346 [MPa]	Modulo di elasticità del calcestruzzo	E _{cm} 33346 [MPa]
Resistenza a snervamento dell'acciaio	f _{yk} 950 [MPa]	Resistenza a snervamento dell'acciaio	f _{yk} 950 [MPa]
Modulo di elasticità dell'acciaio	E _s 200000 [MPa]	Modulo di elasticità dell'acciaio	E _s 200000 [MPa]
DETERMINAZIONE DELL'AMPIEZZA DELLE FESSURE		DETERMINAZIONE DELL'AMPIEZZA DELLE FESSURE	
Tensione nell'armatura tesa considerando la sezione fessurata	σ _s 25.57 [MPa]	Tensione nell'armatura tesa considerando la sezione fessurata	σ _s 57.58 [MPa]
Asse neutro della sezione	X 474.5 [mm]	Asse neutro della sezione	X 327.7 [mm]
Tipo e durata dei carichi applicati		Tipo e durata dei carichi applicati	
Lunga		Lunga	
Coefficiente di omogeneizzazione	α _s 6.00 [-]	Coefficiente di omogeneizzazione	α _s 6.00 [-]
Area totale delle armature presenti nella zona tesa	A _s 3770 [mm ²]	Area totale delle armature presenti nella zona tesa	A _s 3770 [mm ²]
Area efficace tesa di calcestruzzo	A _{c,eff,1} 85000 [mm ²]	Area efficace tesa di calcestruzzo	A _{c,eff,1} 85000 [mm ²]
	A _{c,eff,2} 122067 [mm ²]		A _{c,eff,2} 141640 [mm ²]
	A _{c,eff,3} 278000 [mm ²]		A _{c,eff,3} 278000 [mm ²]
	A _{c,eff,min} 85000 [mm ²]		A _{c,eff,min} 85000 [mm ²]
Rapporto tra l'area di acciaio teso e quella di calcestruzzo teso		Rapporto tra l'area di acciaio teso e quella di calcestruzzo teso	
D _{s,eff} 0.04435 [-]		D _{s,eff} 0.04435 [-]	
Resistenza efficace media del calcestruzzo		Resistenza efficace media del calcestruzzo	
f _{ct,eff} 3.0 [MPa]		f _{ct,eff} 3.0 [MPa]	
Fattore di durata del carico		Fattore di durata del carico	
k _i 0.4 [-]		k _i 0.4 [-]	
Differenza tra la deformazione nell'acciaio e nel cls		Differenza tra la deformazione nell'acciaio e nel cls	
[ε _{sm} -ε _{cm}] _{min} 0.000077 [-]		[ε _{sm} -ε _{cm}] _{min} 0.000173 [-]	
[ε _{sm} -ε _{cm}] _{static} -0.000045 [-]		[ε _{sm} -ε _{cm}] _{static} 0.000115 [-]	
[ε _{sm} -ε _{cm}] 0.000077 [-]		[ε _{sm} -ε _{cm}] 0.000173 [-]	
Spaziatura tra le barre (calcolata tra i baricentri dei ferri)		Spaziatura tra le barre (calcolata tra i baricentri dei ferri)	
s 170 [mm]		s 170 [mm]	
Diametro equivalente delle barre		Diametro equivalente delle barre	
φ _{eq} 40.00 [mm]		φ _{eq} 40.00 [mm]	
Spaziatura massima di riferimento		Spaziatura massima di riferimento	
s _{max,ref} 325 [mm]		s _{max,ref} 325 [mm]	
Coefficienti k per il calcolo dell'ampiezza di fessurazione		Coefficienti k per il calcolo dell'ampiezza di fessurazione	
k ₁ 0.800 [-]		k ₁ 0.800 [-]	
k ₂ 0.500 [-]		k ₂ 0.500 [-]	
k ₃ 3.400 [-]		k ₃ 3.400 [-]	
k ₄ 0.425 [-]		k ₄ 0.425 [-]	
Distanza massima tra le fessure		Distanza massima tra le fessure	
S _{r,max,1} 306 [mm]		S _{r,max,1} 306 [mm]	
S _{r,max,2} 1190 [mm]		S _{r,max,2} 1381 [mm]	
S _{r,max} 306 [mm]		S _{r,max} 306 [mm]	
Ampiezza limite delle fessure per la combinazione di calcolo pertinente		Ampiezza limite delle fessure per la combinazione di calcolo pertinente	
w _{k,lim} 0.20 [mm]		w _{k,lim} 0.20 [mm]	
Ampiezza delle fessure (di calcolo)		Ampiezza delle fessure (di calcolo)	
w _k 0.02 [mm]		w _k 0.08 [mm]	

8.5 VERIFICHE SLU SOLETTA

Per la verifica si utilizza il modello di calcolo, in modo da cogliere anche gli effetti globali delle deformazioni. Vengono eseguite le seguenti modifiche:

- Alle travi viene assegnata loro la sezione solo della trave prefabbricata;
- La soletta viene collegata agli elementi frame tramite rigid link nelle zone di contatto dove verranno inserite le armature di ripresa. Si mostra un particolare nell'immagine seguente.

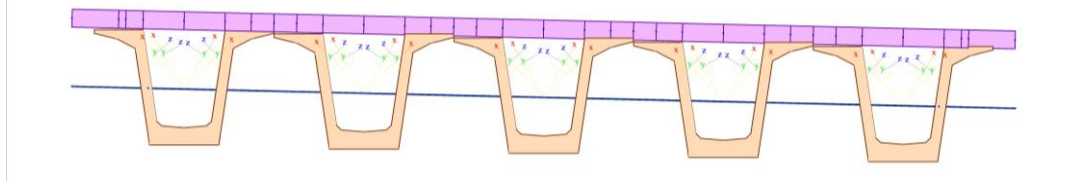
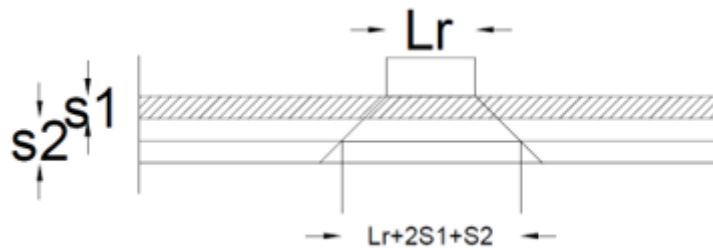


Figura 61: Sezione trasversale impalcato

Per la valutazione del carico variabile da traffico agente sulla soletta, sono stati applicati lo Schema di carico 1 e lo Schema di carico 2 descritti nel § 5.1.3.3.3 delle NTC18. Le impronte di carico così determinate sono state diffuse verticalmente fino a metà spessore della soletta con angolo di diffusione pari a 45°.



Dove:

- Lr: larghezza ruota;
- S1: spessore pavimentazione = 11 cm;
- S2: spessore soletta = 25 cm;

Per lo schema di carico 1:

$$D_{sol1} = Lr + 2 * s1 + 2 * s2 / 2 = 40 + 2*11 + 2*25/2 = 87 \text{ cm.}$$

Per lo schema di carico 2:

$$D_{sol2} = Lr + 2 * s1 + 2 * s2 / 2 = 35 + 2*11 + 2*25/2 = 82 \text{ cm.}$$

$$D_{sol2} = Lr + 2 * s1 + 2 * s2 / 2 = 60 + 2*11 + 2*25/2 = 107 \text{ cm.}$$

Si riportano i carichi distribuiti per i due schemi di calcolo.

Schema di Carico 1:

- Corsia 1:
 $q=150/0.87^2=198.8 \text{ kN/m}^2$;
- Corsia 2:
 $q=100/0.87^2=132.1 \text{ kN/m}^2$;
- Corsia 3:
 $q= 50/0.87^2=66.1 \text{ kN/m}^2$;

Schema di Carico 2:

$$q=200/(0.82*1.07)=227.9 \text{ kN/m}^2$$

PROGETTAZIONE ATI:

La disposizione dei carichi mobili che massimizza il momento flettente positivo in mezzeria è quella eccentrica sulla trave n. 1, utilizzando lo schema di carico 1.

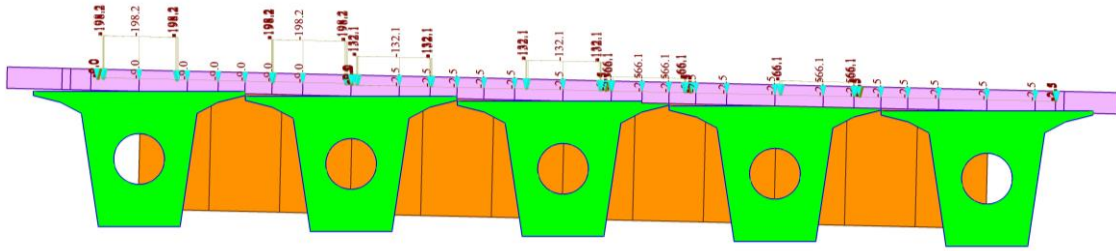


Figura 62: Disposizione carichi variabili da traffico

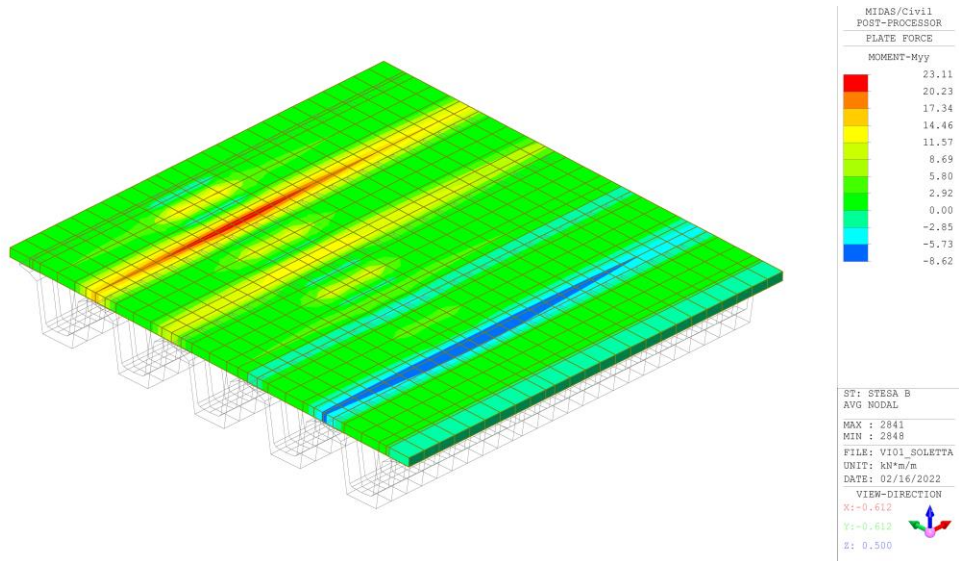


Figura 63: Sollecitazioni flettenti in direzione trasversale

Questa configurazione viene utilizzata anche per calcolare la sollecitazione di taglio massima.

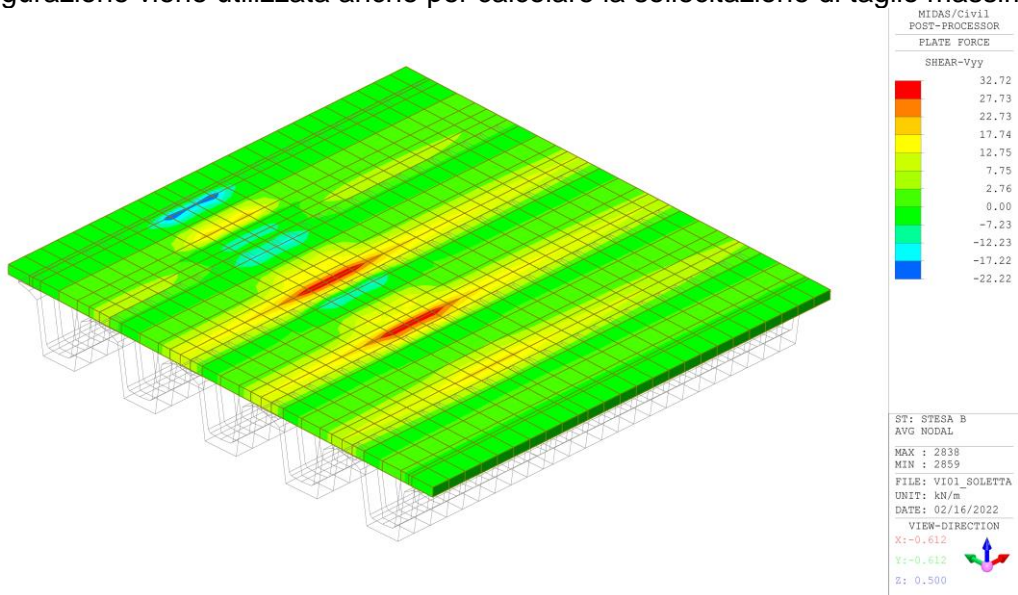


Figura 64: Sollecitazioni taglianti in direzione trasversale

La disposizione dei carichi mobili che massimizza il momento flettente negativo vede posizionata la corsia 1 e la corsia 2 lungo le travi di bordo, utilizzando lo schema di carico 1.

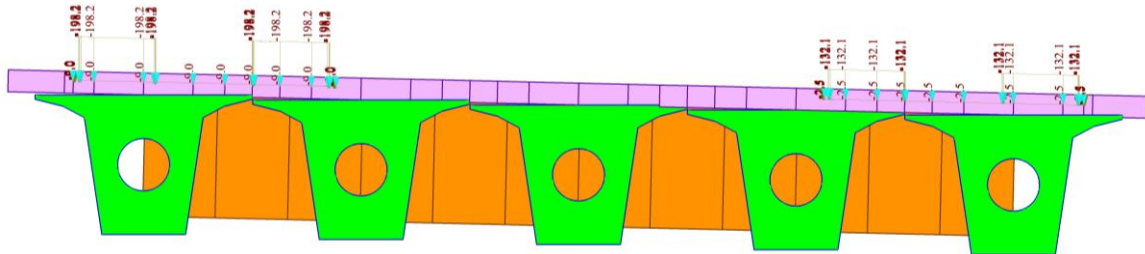


Figura 65: Disposizione carichi variabili da traffico

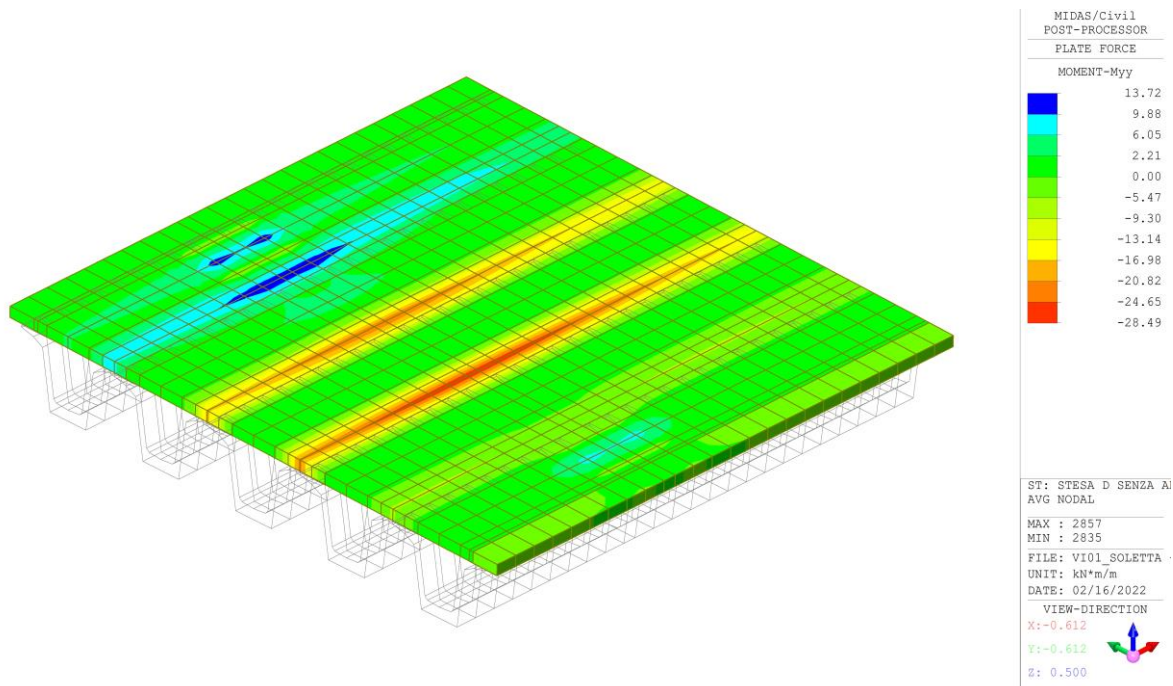


Figura 66: Sollecitazioni flettenti in direzione trasversale

Per la verifica si utilizza la seguente combinazione:

$$SLU: G1*1.3+G2*1.5+q1*1.35+.1.5*0.6*q5$$

Per il calcolo della sollecitazione si esegue un "Cutting" su una striscia di 1.36 m:

- Momento positivo: 39.6 kNm;
- Momento negativo: -77.3 kNm;
- Taglio: 83.4 kN.

Per il dimensionamento della soletta a momento negativo è stato considerato il momento maggiore tra quello dovuto all'urto e quello dovuto ai carichi mobili posti nelle posizioni più gravose.

Per l'urto il momento negativo è calcolato considerando uno schema a mensola incastrata alla base, di luce pari alla distanza tra l'asse della trave più esterna e il bordo esterno del cordolo.

PROGETTAZIONE ATI:

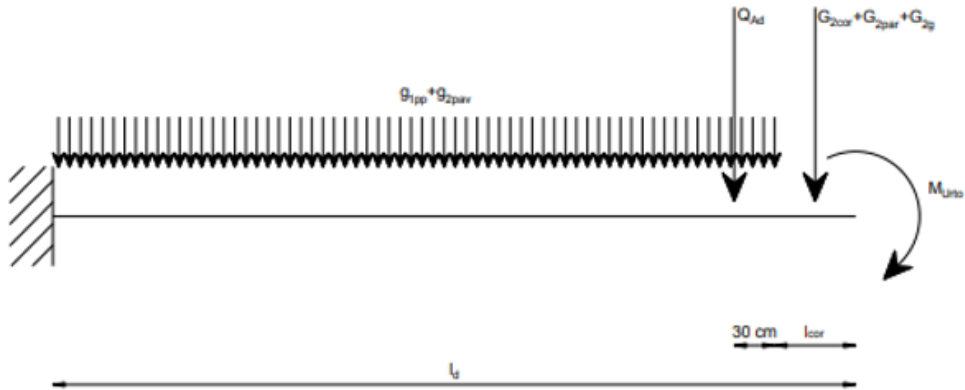


Figura 67: Schematizzazione schema di calcolo

I carichi permanenti sono i seguenti:

- $G1_{,soletta}$: $0.25 \cdot 25 = 6.25$ kN/m;
- $G2_{,massetto}$: $0.39 \cdot 25 = 9.75$ kN/m;
- $G2_{,massetto}$: $0.36 \cdot 25 = 9.00$ kN/m;
- $G2_{,pavimentazione}$: $0.10 \cdot 22 = 2.2$ kN/m;
- $G2_{,barriere}$: 1.5 kN/m;
- $G2_{,cordolo+veletta}$: 13 kN/m;

Per la forza dell'urto si utilizza una forza orizzontale di 100 kN, amplificata di un fattore 1.5 e associata ad un carico verticale di 200 kN posto a 30 cm dal bordo del cordolo.

Si riporta lo schema a mensola con i carichi.

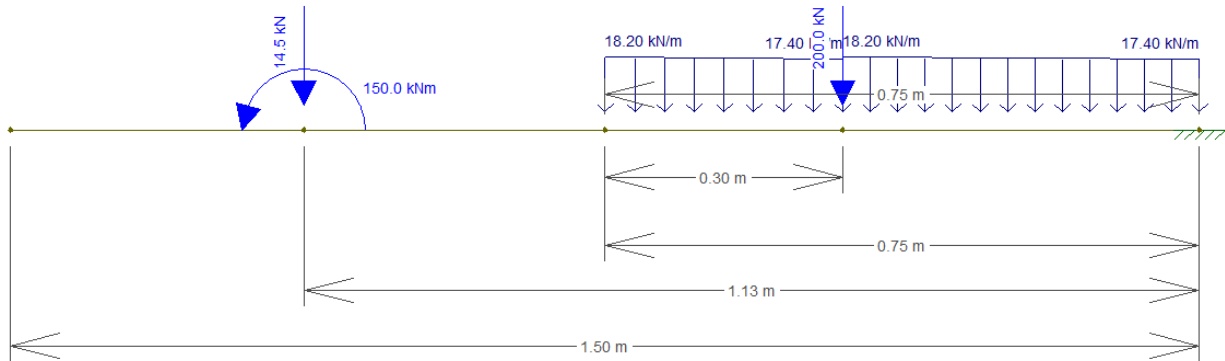


Figura 68: Schema di carico con i carichi applicati

Le sollecitazioni vengono mostrate separatamente per i carichi permanenti e per i carichi da urto

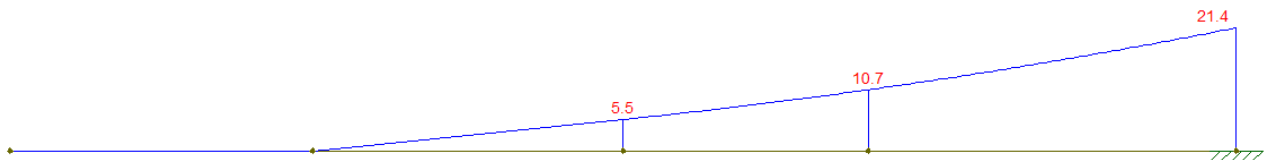


Figura 69: Momento flettente carichi G1+G2

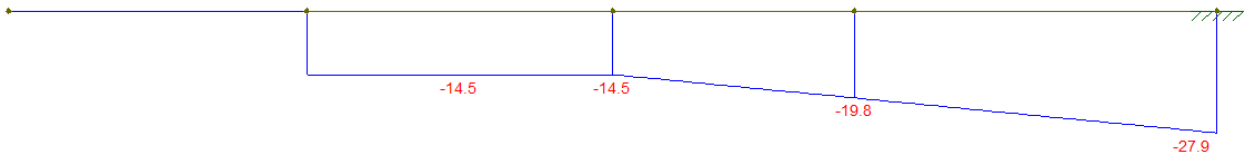


Figura 70: Taglio carichi G1+G2

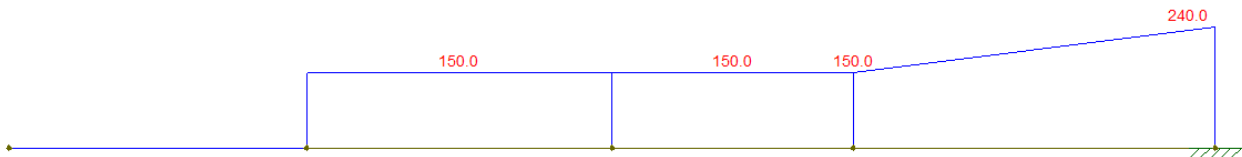


Figura 71: Momento flettente urto

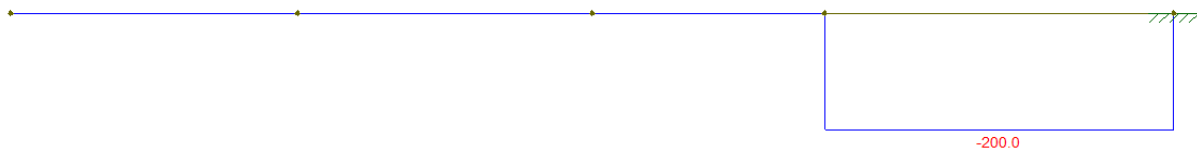


Figura 72: Taglio urto

Per il calcolo della larghezza di diffusione si utilizza quando indicato in Model Code 2010, utilizzando un angolo di $\alpha 45^\circ$.

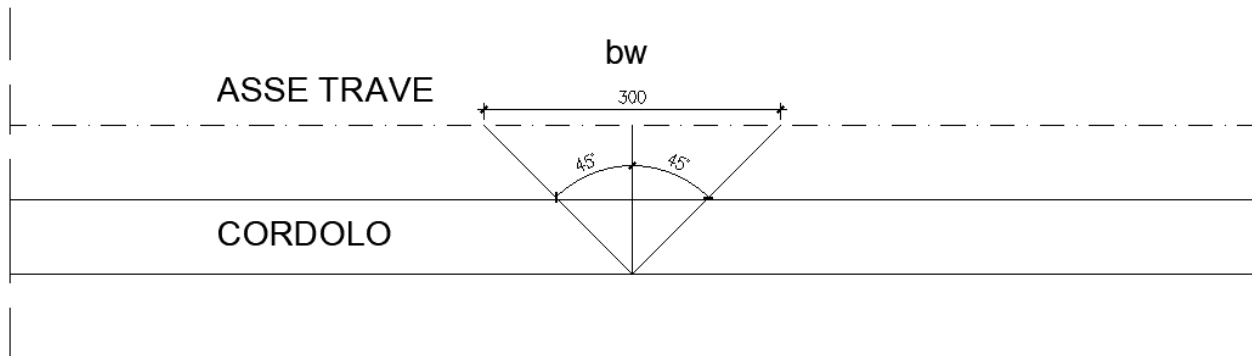


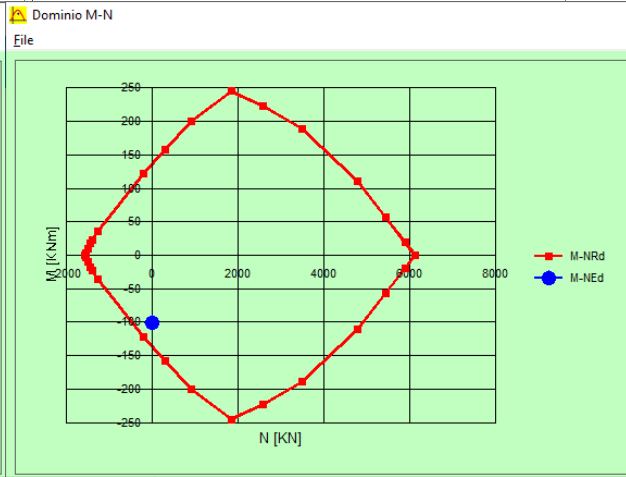
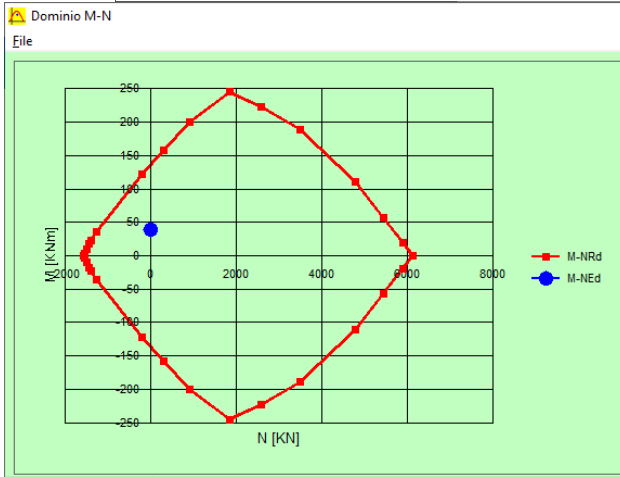
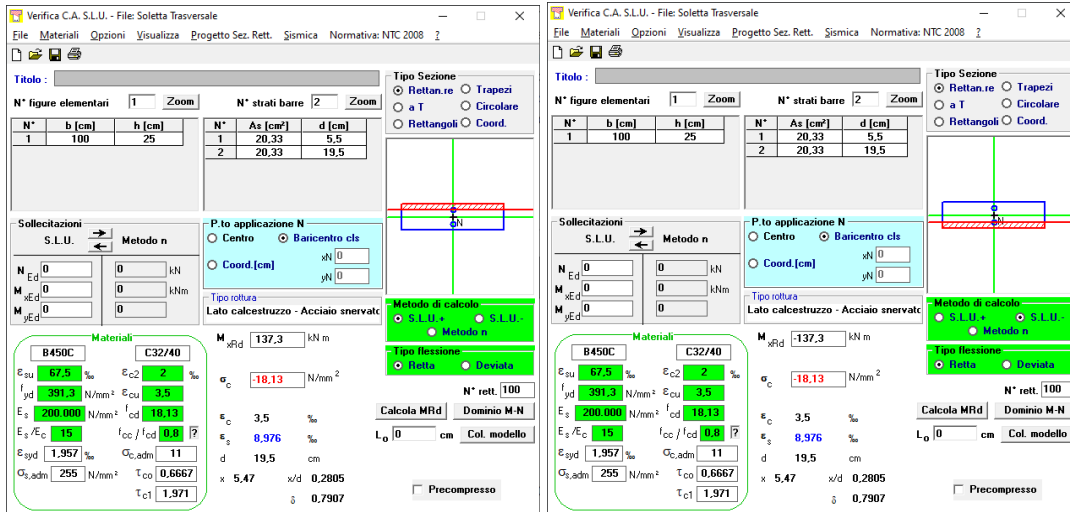
Figura 73: Calcolo larghezza bw

La sollecitazione di verifica viene quindi così calcolata: $G_1+G_2+A_d/b_w$.

- Per il momento flettente si ha = $-21.4+240/3=-101.4$ kNm/m;
- Per il taglio si ha = $27.9+200/3=94.6$ kN/m;

Il massimo momento negativo risulta pari a -101.4 kNm.

Le armature a flessione considerate sono $\phi 20/20$ e $1\phi 14/40$ al lembo superiore e inferiore.



Le verifiche risultano soddisfatte

- (+) $M_{Rd}/M_{Ed} = 3.47$;
- (-) $M_{Rd}/M_{Ed} = 1.35$;

Si procede con il calcolo del taglio resistente

$f_{ck} =$	32 Mpa		
$\gamma_c =$	1.5		
$f_{cd} =$	18.13 Mpa		
$H =$	250 mm		
$b_w =$	1000 mm		
$d =$	180 mm		
$A_c = b_w H =$	250,000 mmq		
$k =$	2.000		
$v_{min} =$	0.560		
$A_{sl} =$	18.79	cmq/tesi	
$\rho_{sl} =$	0.0104		
$\sigma_{cp} = N_{Ed}/A_c =$	0.000 Mpa		
$[0,035k^{3/2}f_{ck}^{1/2}]b_w d =$	100,800 N =	100.80 kN	
$(v_{min} + 0,15\sigma_{cp})b_w d =$	100,800 N =	100.80 kN	
$V_{Rd} =$ (eq. 6.2.a - E.C.2)	139,129 N =	139.13 kN	

La verifica risulta soddisfatta: $V_{Rd}/V_{Ed} = 1.15$
Non è necessario prevedere armature a taglio.

Si riportano le sollecitazioni in direzione longitudinale. La condizione che massimizza il momento positivo in campata è quella relativa alla stesa dei carichi mobili eccentrici sulla trave n. 1.

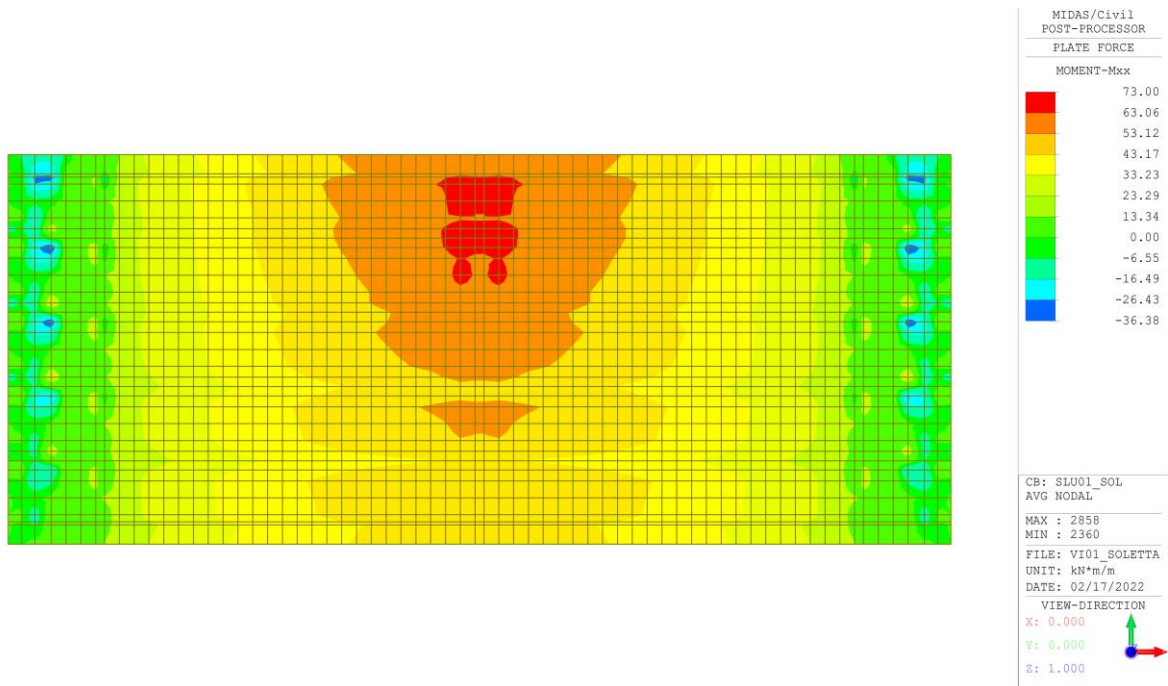


Figura 74: Sollecitazioni flettenti in direzione longitudinale

La disposizione dei carichi mobili che massimizza il momento flettente negativo vede posizionata la corsia 1 e la corsia 2 lungo le travi di bordo, utilizzando lo schema di carico 1.

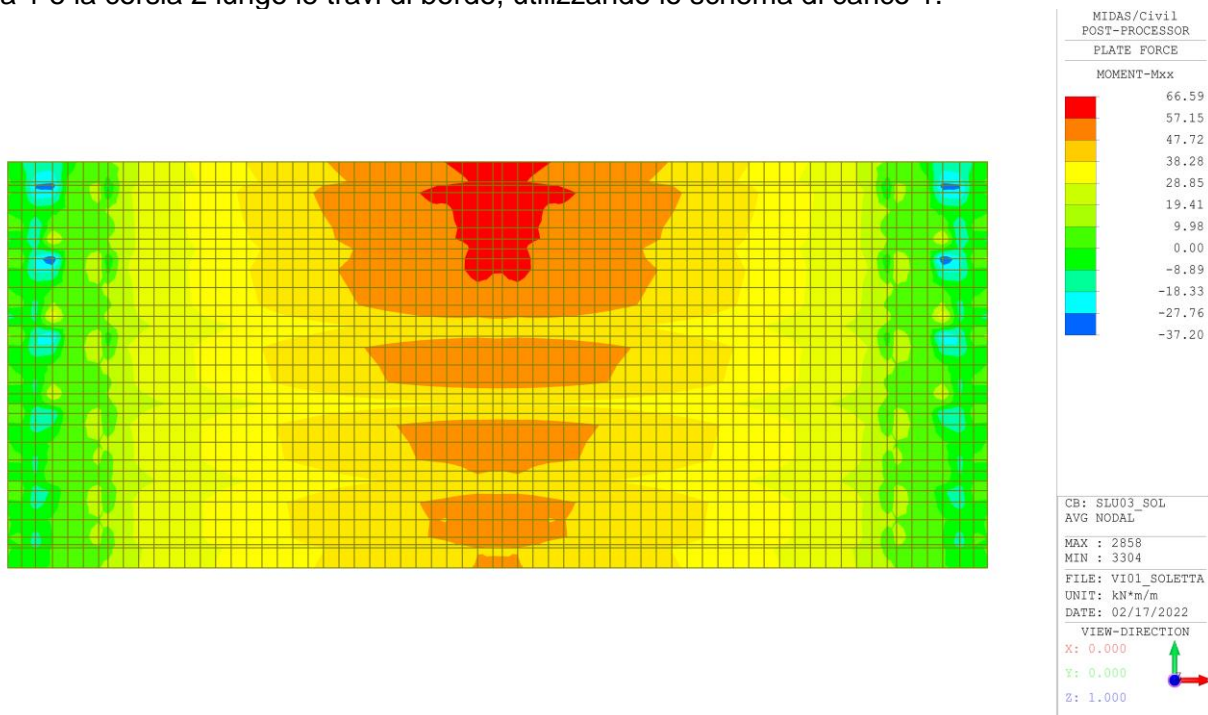


Figura 75: Sollecitazioni flettenti in direzione longitudinale

Per la verifica si utilizza la seguente combinazione:

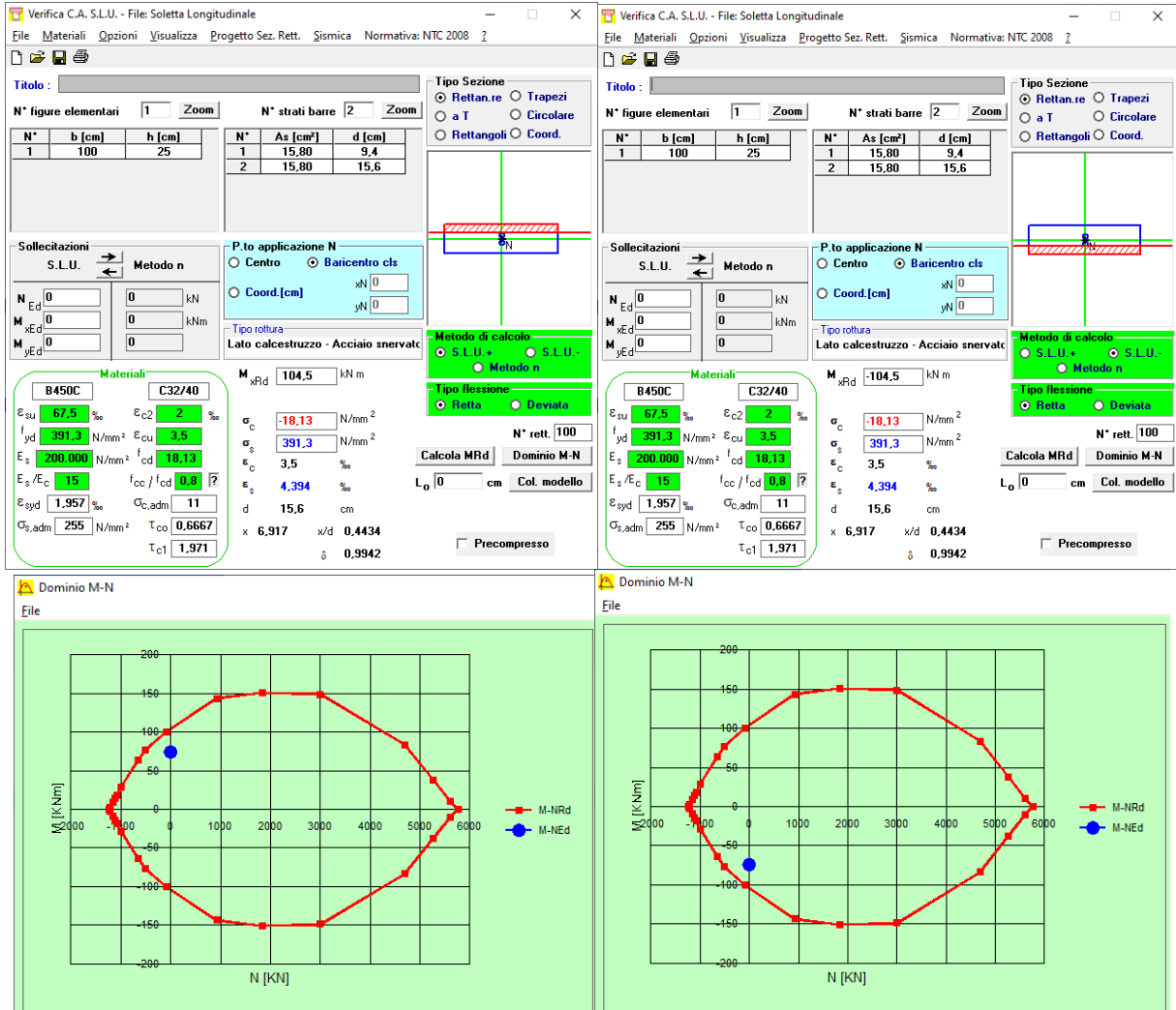
$$SLU: G1*1.3+G2*1.5+q1*1.35+.1.5*0.6*q5$$

PROGETTAZIONE ATI:

Per il calcolo della sollecitazione si esegue un "Cutting" su una striscia di 1.20 m:

- Momento positivo: 74.1 kNm;
- Momento negativo: -74.1 kNm;

Le armature a flessione considerate sono $\phi 18/20$ e 1 $\phi 14/40$ al lembo superiore e inferiore.



8.6 VERIFICHE SLE SOLETTA

8.6.1 STATO LIMITE DI LIMITAZIONE DELLE TENSIONI

Le tensioni massime secondo §4.1.2.2.5 delle NTC18 sono:

Resistenza a compressione (caratteristica): $\sigma_{c,rara_B} = 0.60 \times f_{ck_B} = 19.20 \text{ N/mm}^2$

Resistenza a compressione (quasi permanente): $\sigma_{c,Qperm_B} = 0.45 \times f_{ck_B} = 14.40 \text{ N/mm}^2$

Si riportano le verifiche tensionali.

Acciaio sfruttato all'80% (rara): $\sigma_{sd} = 0.80 \times (450 \text{ N/mm}^2) = 360 \text{ N/mm}^2$

PROGETTAZIONE ATI:

Le combinazioni utilizzate sono le stesse indicate nel capitolo precedente, avendo modificato i coefficienti di combinazione. Si riportano i valori per le combinazioni caratteristiche.

Direzione trasversale

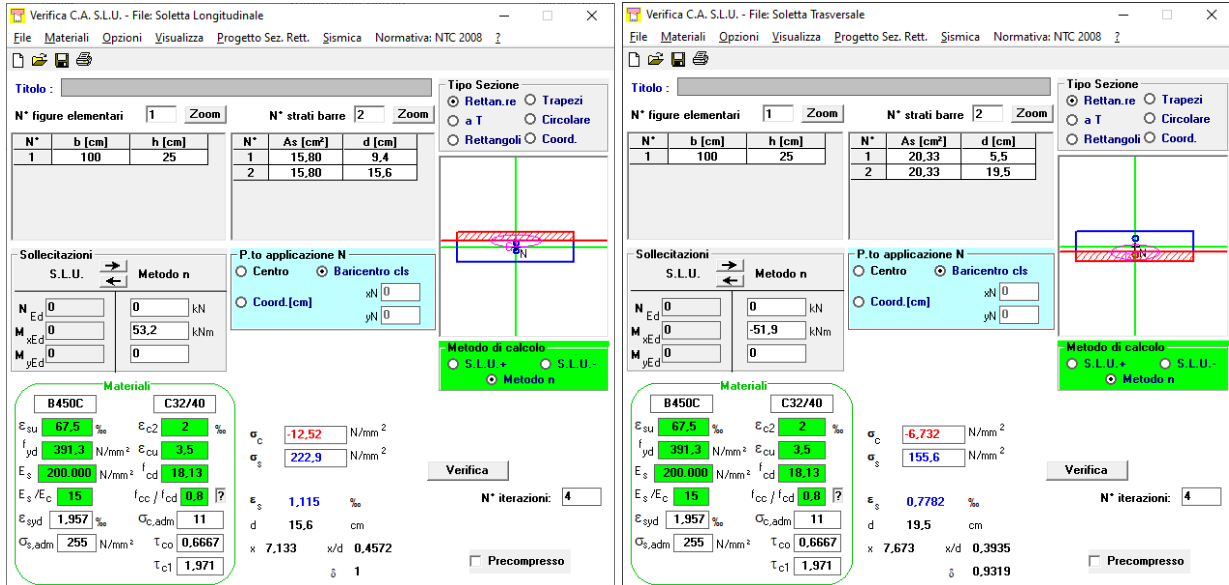
Posizione	M_{ED} [kNm]	σ_c [N/mm ²]	σ_a [N/mm ²]
Mezzeria	28.8	4.63	19.20
Mezzeria	-51.2	8.23	19.20

Le tensioni nell'acciaio sono inferiori al limite di norma:

Posizione	M_{ED} [kNm]	σ_s [N/mm ²]	σ_a [N/mm ²]
Mezzeria	28.8	93.49	360
Mezzeria	-51.2	166.2	360

Direzione longitudinale

Posizione	M_{ED} [kNm]	σ_c [N/mm ²]	σ_a [N/mm ²]
Mezzeria	53.2	12.52	19.20
Appoggio	-51.9	6.73	19.20



Le tensioni nell'acciaio sono inferiori al limite di norma:

Posizione	M_{ED} [kNm]	σ_s [N/mm ²]	σ_a [N/mm ²]
Mezzeria	53.2	222.9	360
Appoggio	-51.9	155.6	360

Si riportano i valori per le combinazioni quasi permanenti.

Direzione trasversale

Posizione	M_{ED} [kNm]	σ_c [N/mm ²]	σ_a [N/mm ²]
Mezzeria	9.45	1.23	14.40
Mezzeria	-14.25	1.85	14.40

Direzione longitudinale

Pos. traverso:	M_{ED} [kNm]	σ_c [N/mm ²]	σ_a [N/mm ²]
Mezzeria	33.57	7.90	14.40
Appoggio	-29.41	6.92	14.40

PROGETTAZIONE ATI:

8.6.2 STATO LIMITE DI FESSURAZIONE

Nel caso in esame avendo una classe di esposizione XC4 il gruppo di Esigenza è il B

Tab. 4.1.III – Descrizione delle condizioni ambientali

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

Data la presenza di armature lente l'apertura delle fessure è limitata a $w_2 = 0.3$ mm per le combinazioni frequente e $w_1 = 0.2$ mm per le combinazioni quasi permanente.

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

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

w_1, w_2, w_3 sono definiti al § 4.1.2.2.4, il valore w_k è definito al § 4.1.2.2.4.5.

Si riportano le sollecitazioni per le combinazioni di tipo frequente

Direzione trasversale

Pos. trasverso:	Combinazione	M_{ED} [kNm]
Mezzeria	SLE(F)_01_SOL	17.82
Mezzeria	SLE(F)_02_SOL	-41.93

VIADOTTI E PONTI -PONTE ALLA PROGR. KM 0+495,800- RELAZIONE TECNICA E DI CALCOLO

Verifica C.A. S.L.U. - File: Soletta Trasversale

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

TITOLO :

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

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	100	25	1	20,33	5,5
			2	20,33	19,5

Sollecitazioni S.L.U. Metodo n

N_{Ed} 0 0 kN
M_{Ed} 0 17,82 kNm
M_{yEd} 0 0

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

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

Materiali B450C C32/40

ϵ_{su} 67,5 ‰ ϵ_{c2} 2 ‰ σ_c -2,312 N/mm²
 f_{yd} 391,3 N/mm² ϵ_{cu} 3,5 ‰ σ_s 53,44 N/mm²
 E_s 200.000 N/mm² f_{cd} 18,13 ‰
 E_s/E_c 15 f_{cc}/f_{cd} 0,8 ?
 ϵ_{syd} 1,957 ‰ $\sigma_{c,adm}$ 11
 $\sigma_{s,adm}$ 255 N/mm² τ_{co} 0,6667
 τ_{c1} 1,971

N° iterazioni: 4

Verifica

Precompresso

Verifica C.A. S.L.U. - File: Soletta Trasversale

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

TITOLO :

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

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	100	25	1	20,33	5,5
			2	20,33	19,5

Sollecitazioni S.L.U. Metodo n

N_{Ed} 0 0 kN
M_{Ed} 0 -41,93 kNm
M_{yEd} 0 0

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

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

Materiali B450C C32/40

ϵ_{su} 67,5 ‰ ϵ_{c2} 2 ‰ σ_c -5,439 N/mm²
 f_{yd} 391,3 N/mm² ϵ_{cu} 3,5 ‰ σ_s 125,7 N/mm²
 E_s 200.000 N/mm² f_{cd} 18,13 ‰
 E_s/E_c 15 f_{cc}/f_{cd} 0,8 ?
 ϵ_{syd} 1,957 ‰ $\sigma_{c,adm}$ 11
 $\sigma_{s,adm}$ 255 N/mm² τ_{co} 0,6667
 τ_{c1} 1,971

N° iterazioni: 4

Verifica

Precompresso

STATO LIMITE DI APERTURA DELLE FESSURE - Rif. UNI EN 1992-1-1: 2005 Par.7.3

Geometria della sezione

Altezza della sezione h 250 [mm]
 Larghezza della sezione b 1000 [mm]
 Altezza utile della sezione d 180 [mm]
 Distanza tra asse armatura e lembo compresso d' 70 [mm]
 Ricoprimento dell'armatura c 45 [mm]

Armatura tesa ordinaria

Numero di ferri tesi presenti nella sezione n_{s1} 5 [-]
 Diametro dei ferri tesi presenti nella sezione ϕ_{s1} 20 [mm]
 Area dei ferri tesi presenti nella sezione A_{st,1} 1571 [mm²]

Armatura tesa di infittimento

Numero di ferri tesi presenti nella sezione n_{s2} 3 [-]
 Diametro dei ferri tesi presenti nella sezione ϕ_{s2} 14 [mm]
 Area dei ferri tesi presenti nella sezione A_{st,2} 462 [mm²]

Caratteristiche dei materiali

Resistenza caratteristica cilindrica dal calcestruzzo f_{ck} 32 [MPa]
 Resistenza a trazione media del calcestruzzo f_{ctm} 3,0 [MPa]
 Modulo di elasticità del calcestruzzo E_{cm} 33346 [MPa]
 Resistenza a snervamento dell'acciaio f_{yk} 450 [MPa]
 Modulo di elasticità dell'acciaio E_s 200000 [MPa]

DETERMINAZIONE DELL'AMPIEZZA DELLE FESSURE

Tensione nell'armatura tesa considerando la sezione fessurata σ_s 53,44 [MPa]
 Asse neutro della sezione X 7,67 [mm]

Tipo e durata dei carichi applicati Lunga

Coefficiente di omogeneizzazione α_{ct} 6,00 [-]
 Area totale delle armature presenti nella zona tesa A_{ct,eff,1} 175000 [mm²]
 A_{ct,eff,2} 80777 [mm²]
 A_{ct,eff,3} 125000 [mm²]
 A_{ct,eff,min} 80777 [mm²]

Rapporto tra l'area di acciaio teso e quella di calcestruzzo teso $\rho_{s,eff}$ 0,02516 [-]
 Resistenza efficace media del calcestruzzo $f_{ct,eff}$ 3,0 [MPa]
 Fattore di durata del carico k₁ 0,4 [-]

Differenza tra la deformazione nell'acciaio e nel cls

$[\epsilon_{s,adm} - \epsilon_{s,min}]$ 0,000160 [-]
 $[\epsilon_{s,adm} - \epsilon_{s,calc}]$ -0,000009 [-]
 $[\epsilon_{s,adm} - \epsilon_{s,m}]$ 0,000160 [-]

Spaziatura tra le barre (calcolata tra i baricentri dei ferri) s 200 [mm]
 Diametro equivalente delle barre ϕ_{eq} 18,23 [mm]
 Spaziatura massima di riferimento s_{max,ref} 270,5634 [mm]

Coefficienti k per il calcolo dell'ampiezza di fessurazione

k₁ 0,800 [-]
 k₂ 0,500 [-]
 k₃ 3,400 [-]
 k₄ 0,425 [-]

Distanza massima tra le fessure

s_{r,max,1} 276 [mm]
 s_{r,max,2} 315 [mm]
 s_{r,max} 276 [mm]

Ampiezza limite delle fessure per la combinazione di calcolo pertinente w_{l,lim} 0,30 [mm]
 Ampiezza delle fessure (di calcolo) w_k 0,04 [mm]

STATO LIMITE DI APERTURA DELLE FESSURE - Rif. UNI EN 1992-1-1: 2005 Par.7.3

Geometria della sezione

Altezza della sezione h 250 [mm]
 Larghezza della sezione b 1000 [mm]
 Altezza utile della sezione d 180 [mm]
 Distanza tra asse armatura e lembo compresso d' 70 [mm]
 Ricoprimento dell'armatura c 45 [mm]

Armatura tesa ordinaria

Numero di ferri tesi presenti nella sezione n_{s1} 5 [-]
 Diametro dei ferri tesi presenti nella sezione ϕ_{s1} 20 [mm]
 Area dei ferri tesi presenti nella sezione A_{st,1} 1571 [mm²]

Armatura tesa di infittimento

Numero di ferri tesi presenti nella sezione n_{s2} 3 [-]
 Diametro dei ferri tesi presenti nella sezione ϕ_{s2} 14 [mm]
 Area dei ferri tesi presenti nella sezione A_{st,2} 462 [mm²]

Caratteristiche dei materiali

Resistenza caratteristica cilindrica dal calcestruzzo f_{ck} 32 [MPa]
 Resistenza a trazione media del calcestruzzo f_{ctm} 3,0 [MPa]
 Modulo di elasticità del calcestruzzo E_{cm} 33346 [MPa]
 Resistenza a snervamento dell'acciaio f_{yk} 450 [MPa]
 Modulo di elasticità dell'acciaio E_s 200000 [MPa]

DETERMINAZIONE DELL'AMPIEZZA DELLE FESSURE

Tensione nell'armatura tesa considerando la sezione fessurata σ_s 125,7 [MPa]
 Asse neutro della sezione X 7,67 [mm]

Tipo e durata dei carichi applicati Lunga

Coefficiente di omogeneizzazione α_{ct} 6,00 [-]
 Area totale delle armature presenti nella zona tesa A_{ct,eff,1} 175000 [mm²]
 A_{ct,eff,2} 80777 [mm²]
 A_{ct,eff,3} 125000 [mm²]
 A_{ct,eff,min} 80777 [mm²]

Rapporto tra l'area di acciaio teso e quella di calcestruzzo teso $\rho_{s,eff}$ 0,02326 [-]
 Resistenza efficace media del calcestruzzo $f_{ct,eff}$ 3,0 [MPa]
 Fattore di durata del carico k₁ 0,4 [-]

Differenza tra la deformazione nell'acciaio e nel cls

$[\epsilon_{s,adm} - \epsilon_{s,min}]$ 0,000408 [-]
 $[\epsilon_{s,adm} - \epsilon_{s,calc}]$ 0,000384 [-]
 $[\epsilon_{s,adm} - \epsilon_{s,m}]$ 0,000408 [-]

Spaziatura tra le barre (calcolata tra i baricentri dei ferri) s 200 [mm]
 Diametro equivalente delle barre ϕ_{eq} 18,69 [mm]
 Spaziatura massima di riferimento s_{max,ref} 271,7188 [mm]

Coefficienti k per il calcolo dell'ampiezza di fessurazione

k₁ 0,800 [-]
 k₂ 0,500 [-]
 k₃ 3,400 [-]
 k₄ 0,425 [-]

Distanza massima tra le fessure

s_{r,max,1} 290 [mm]
 s_{r,max,2} 315 [mm]
 s_{r,max} 290 [mm]

Ampiezza limite delle fessure per la combinazione di calcolo pertinente w_{l,lim} 0,30 [mm]
 Ampiezza delle fessure (di calcolo) w_k 0,12 [mm]

PROGETTAZIONE ATI:

Direzione longitudinale

Posizione	Combinazione	M _{ED} [kNm]
Mezzeria	SLE(F)_01_SOL	46.15
Appoggio	SLE(F)_02_SOL	-51.93

STATO LIMITE DI APERTURA DELLE FESSURE - Rif. UNI EN 1992-1-1: 2005 Par.7.3

Geometria della sezione	
Altezza della sezione	h = 250 [mm]
Larghezza della sezione	b = 1000 [mm]
Altezza utile della sezione	d = 156 [mm]
Distanza tra asse armatura e lembo compresso	d' = 94 [mm]
Ricoprimento dell'armatura	C = 45 [mm]
Armatura tesa ordinaria	
Numero di ferri tesi presenti nella sezione	n _{t1} = 3 [-]
Diametro dei ferri tesi presenti nella sezione	φ _{t1} = 18 [mm]
Area dei ferri tesi presenti nella sezione	A _{st1} = 1272 [mm ²]
Armatura tesa di infittimento	
Numero di ferri tesi presenti nella sezione	n _{t2} = 2 [-]
Diametro dei ferri tesi presenti nella sezione	φ _{t2} = 14 [mm]
Area dei ferri tesi presenti nella sezione	A _{st2} = 308 [mm ²]

Caratteristiche dei materiali	
Resistenza caratteristica cilindrica del calcestruzzo	f _{ck} = 32 [MPa]
Resistenza a trazione media del calcestruzzo	f _{ct,med} = 3.0 [MPa]
Modulo di elasticità del calcestruzzo	E _{cm} = 33346 [MPa]
Resistenza a snervamento dell'acciaio	f _{yk} = 450 [MPa]
Modulo di elasticità dell'acciaio	E _s = 200000 [MPa]

DETERMINAZIONE DELL'AMPIEZZA DELLE FESSURE	
Tensione nell'armatura tesa considerando la sezione fessurata	σ _s = 193.4 [MPa]
Asse neutro della sezione	X = 7.13 [mm]
Tipo e durata dei carichi applicati	
Coefficiente di omogeneizzazione	α _{cr} = 6.00 [-]
Area totale delle armature presenti nella zona tesa	A _{st} = 1580 [mm ²]
Area efficace tesa di calcestruzzo	A _{ce,eff.1} = 235000 [mm ²] A _{ce,eff.2} = 80957 [mm ²] A _{ce,eff.3} = 125000 [mm ²] A _{ce,eff,min} = 80957 [mm ²]

Rapporto tra l'area di acciaio teso e quella di calcestruzzo teso	ρ _{s,eff} = 0.01952 [-]
Resistenza efficace media del calcestruzzo	f _{ct,eff} = 3.0 [MPa]
Fattore di durata del carico	k _f = 0.4 [-]
Differenza tra la deformazione nell'acciaio e nel cls	
[ε _{sm} -ε _{sm}] _{min}	0.000580 [-]
[ε _{sm} -ε _{sm}] _{stac}	0.000621 [-]
[ε _{sm} -ε _{sm}]	0.000621 [-]

Spaziatura tra le barre (calcolata tra i baricentri dei ferri)	s = 200 [mm]
Diametro equivalente delle barre	φ _{eq} = 17.05 [mm]
Spaziatura massima di riferimento	s _{max,ref} = 267.6271 [mm]
Coefficienti k per il calcolo dell'ampiezza di fessurazione	k ₁ = 0.800 [-] k ₂ = 0.500 [-] k ₃ = 3.400 [-] k ₄ = 0.425 [-]

Distanza massima tra le fessure	
S _{r,max.1}	302 [mm]
S _{r,max.2}	316 [mm]
S _{r,max}	302 [mm]

Ampiezza limite delle fessure per la combinazione di calcolo pertinente	w _{k,lim} = 0.30 [mm]
Ampiezza delle fessure (di calcolo)	w _k = 0.19 [mm]

STATO LIMITE DI APERTURA DELLE FESSURE - Rif. UNI EN 1992-1-1: 2005 Par.7.3

Geometria della sezione	
Altezza della sezione	h = 250 [mm]
Larghezza della sezione	b = 1000 [mm]
Altezza utile della sezione	d = 156 [mm]
Distanza tra asse armatura e lembo compresso	d' = 94 [mm]
Ricoprimento dell'armatura	C = 45 [mm]
Armatura tesa ordinaria	
Numero di ferri tesi presenti nella sezione	n _{t1} = 5 [-]
Diametro dei ferri tesi presenti nella sezione	φ _{t1} = 18 [mm]
Area dei ferri tesi presenti nella sezione	A _{st1} = 1272 [mm ²]
Armatura tesa di infittimento	
Numero di ferri tesi presenti nella sezione	n _{t2} = 2 [-]
Diametro dei ferri tesi presenti nella sezione	φ _{t2} = 14 [mm]
Area dei ferri tesi presenti nella sezione	A _{st2} = 308 [mm ²]

Caratteristiche dei materiali	
Resistenza caratteristica cilindrica del calcestruzzo	f _{ck} = 32 [MPa]
Resistenza a trazione media del calcestruzzo	f _{ct,med} = 3.0 [MPa]
Modulo di elasticità del calcestruzzo	E _{cm} = 33346 [MPa]
Resistenza a snervamento dell'acciaio	f _{yk} = 450 [MPa]
Modulo di elasticità dell'acciaio	E _s = 200000 [MPa]

DETERMINAZIONE DELL'AMPIEZZA DELLE FESSURE	
Tensione nell'armatura tesa considerando la sezione fessurata	σ _s = 217.6 [MPa]
Asse neutro della sezione	X = 7.133 [mm]
Tipo e durata dei carichi applicati	
Coefficiente di omogeneizzazione	α _{cr} = 6.00 [-]
Area totale delle armature presenti nella zona tesa	A _{st} = 1580 [mm ²]
Area efficace tesa di calcestruzzo	A _{ce,eff.1} = 235000 [mm ²] A _{ce,eff.2} = 80956 [mm ²] A _{ce,eff.3} = 125000 [mm ²] A _{ce,eff,min} = 80956 [mm ²]

Rapporto tra l'area di acciaio teso e quella di calcestruzzo teso	ρ _{s,eff} = 0.02516 [-]
Resistenza efficace media del calcestruzzo	f _{ct,eff} = 3.0 [MPa]
Fattore di durata del carico	k _f = 0.4 [-]
Differenza tra la deformazione nell'acciaio e nel cls	
[ε _{sm} -ε _{sm}] _{min}	0.000377 [-]
[ε _{sm} -ε _{sm}] _{stac}	0.000352 [-]
[ε _{sm} -ε _{sm}]	0.000377 [-]

Spaziatura tra le barre (calcolata tra i baricentri dei ferri)	s = 200 [mm]
Diametro equivalente delle barre	φ _{eq} = 18.23 [mm]
Spaziatura massima di riferimento	s _{max,ref} = 270.5634 [mm]
Coefficienti k per il calcolo dell'ampiezza di fessurazione	k ₁ = 0.800 [-] k ₂ = 0.500 [-] k ₃ = 3.400 [-] k ₄ = 0.425 [-]

Distanza massima tra le fessure	
S _{r,max.1}	276 [mm]
S _{r,max.2}	315 [mm]
S _{r,max}	276 [mm]

Ampiezza limite delle fessure per la combinazione di calcolo pertinente	w _{k,lim} = 0.30 [mm]
Ampiezza delle fessure (di calcolo)	w _k = 0.10 [mm]

PROGETTAZIONE ATI:

Si riportano le sollecitazioni per le combinazioni di tipo quasi permanente
Direzione trasversale

Posizione	Combinazione	M _{ED} [kNm]
Mezzeria	SLE(QP)_01_SOL	9.45
Mezzeria	SLE(QP)_02_SOL	-14.25

STATO LIMITE DI APERTURA DELLE FESSURE - Rif. UNI EN 1992-1-1: 2005 Par.7.3		STATO LIMITE DI APERTURA DELLE FESSURE - Rif. UNI EN 1992-1-1: 2005 Par.7.3	
Geometria della sezione Altezza della sezione h 250 [mm] Larghezza della sezione b 1000 [mm] Altezza utile della sezione d 180 [mm] Distanza tra asse armatura e lembo compresso d' 70 [mm] Ricoprimento dell'armatura c 45 [mm] Armatura tesa ordinaria Numero di ferri tesi presenti nella sezione n _{s1} 5 [-] Diametro dei ferri tesi presenti nella sezione φ _{s1} 20 [mm] Area dei ferri tesi presenti nella sezione A _{s1} 1571 [mm ²] Armatura tesa di infittimento Numero di ferri tesi presenti nella sezione n _{s2} 3 [-] Diametro dei ferri tesi presenti nella sezione φ _{s2} 14 [mm] Area dei ferri tesi presenti nella sezione A _{s2} 462 [mm ²]		Geometria della sezione Altezza della sezione h 250 [mm] Larghezza della sezione b 1000 [mm] Altezza utile della sezione d 180 [mm] Distanza tra asse armatura e lembo compresso d' 70 [mm] Ricoprimento dell'armatura c 45 [mm] Armatura tesa ordinaria Numero di ferri tesi presenti nella sezione n _{s1} 5 [-] Diametro dei ferri tesi presenti nella sezione φ _{s1} 20 [mm] Area dei ferri tesi presenti nella sezione A _{s1} 1571 [mm ²] Armatura tesa di infittimento Numero di ferri tesi presenti nella sezione n _{s2} 3 [-] Diametro dei ferri tesi presenti nella sezione φ _{s2} 14 [mm] Area dei ferri tesi presenti nella sezione A _{s2} 462 [mm ²]	
Caratteristiche dei materiali Resistenza caratteristica cilindrica del calcestruzzo f _{ck} 32 [MPa] Resistenza a trazione media del calcestruzzo f _{ctm} 3.0 [MPa] Modulo di elasticità del calcestruzzo E _{cm} 33346 [MPa] Resistenza a snervamento dell'acciaio f _{yk} 450 [MPa] Modulo di elasticità dell'acciaio E _s 200000 [MPa]		Caratteristiche dei materiali Resistenza caratteristica cilindrica del calcestruzzo f _{ck} 32 [MPa] Resistenza a trazione media del calcestruzzo f _{ctm} 3.0 [MPa] Modulo di elasticità del calcestruzzo E _{cm} 33346 [MPa] Resistenza a snervamento dell'acciaio f _{yk} 450 [MPa] Modulo di elasticità dell'acciaio E _s 200000 [MPa]	
DETERMINAZIONE DELL'AMPIEZZA DELLE FESSURE Tensione nell'armatura tesa considerando la sezione fessurata σ _s 42.74 [MPa] Asse neutro della sezione X 7.67 [mm] Tipo e durata dei carichi applicati Lunga Coefficiente di omogeneizzazione α _s 6.00 [-] Area totale delle armature presenti nella zona tesa A _s 2033 [mm ²] Area efficace tesa di calcestruzzo A _{c,eff.1} 175000 [mm ²] A _{c,eff.2} 80777 [mm ²] A _{c,eff.3} 125000 [mm ²] A _{c,eff.min} 80777 [mm ²] Rapporto tra l'area di acciaio teso e quella di calcestruzzo teso ρ _{s,eff} 0.02516 [-] Resistenza efficace media del calcestruzzo f _{td,eff} 3.0 [MPa] Fattore di durata del carico k ₁ 0.4 [-] Differenza tra la deformazione nell'acciaio e nel cls [ε _{sm} -ε _{sm}] _{max} 0.000092 [-] [ε _{sm} -ε _{sm}] _{calc} -0.000123 [-] [ε _{sm} -ε _{sm}] 0.000092 [-]		DETERMINAZIONE DELL'AMPIEZZA DELLE FESSURE Tensione nell'armatura tesa considerando la sezione fessurata σ _s 46.28 [MPa] Asse neutro della sezione X 7.67 [mm] Tipo e durata dei carichi applicati Lunga Coefficiente di omogeneizzazione α _s 6.00 [-] Area totale delle armature presenti nella zona tesa A _s 2033 [mm ²] Area efficace tesa di calcestruzzo A _{c,eff.1} 175000 [mm ²] A _{c,eff.2} 80777 [mm ²] A _{c,eff.3} 125000 [mm ²] A _{c,eff.min} 80777 [mm ²] Rapporto tra l'area di acciaio teso e quella di calcestruzzo teso ρ _{s,eff} 0.02516 [-] Resistenza efficace media del calcestruzzo f _{td,eff} 3.0 [MPa] Fattore di durata del carico k ₁ 0.4 [-] Differenza tra la deformazione nell'acciaio e nel cls [ε _{sm} -ε _{sm}] _{max} 0.000139 [-] [ε _{sm} -ε _{sm}] _{calc} -0.000045 [-] [ε _{sm} -ε _{sm}] 0.000139 [-]	
Spaziatura tra le barre (calcolata tra i baricentri dei ferri) s 200 [mm] Diametro equivalente delle barre φ _{eq} 18.23 [mm] Spaziatura massima di riferimento s _{max,ref} 270.5634 [mm] Coefficienti k per il calcolo dell'ampiezza di fessurazione k ₁ 0.800 [-] k ₂ 0.500 [-] k ₃ 3.400 [-] k ₄ 0.425 [-]		Spaziatura tra le barre (calcolata tra i baricentri dei ferri) s 200 [mm] Diametro equivalente delle barre φ _{eq} 18.23 [mm] Spaziatura massima di riferimento s _{max,ref} 270.5634 [mm] Coefficienti k per il calcolo dell'ampiezza di fessurazione k ₁ 0.800 [-] k ₂ 0.500 [-] k ₃ 3.400 [-] k ₄ 0.425 [-]	
Distanza massima tra le fessure s _{max.1} 276 [mm] s _{max.2} 315 [mm] s _{max} 276 [mm]		Distanza massima tra le fessure s _{max.1} 276 [mm] s _{max.2} 315 [mm] s _{max} 276 [mm]	
Ampiezza limite delle fessure per la combinazione di calcolo pertinente w _{k,lim} 0.20 [mm] Ampiezza delle fessure (di calcolo) w _k 0.03 [mm]		Ampiezza limite delle fessure per la combinazione di calcolo pertinente w _{k,lim} 0.20 [mm] Ampiezza delle fessure (di calcolo) w _k 0.04 [mm]	

Direzione longitudinale

Pos. trasverso:	Combinazione	M _{ED} [kNm]
Mezzeria	SLE(QP)_01_SOL	33.57
Appoggi	SLE(QP)_02_SOL	-29.41

STATO LIMITE DI APERTURA DELLE FESSURE - Rif. UNI EN 1992-1-1: 2005 Par.7.3

Geometria della sezione	
Altezza della sezione	h 250 (mm)
Larghezza della sezione	b 1000 (mm)
Altezza utile della sezione	d 156 (mm)
Distanza tra asse armatura e lembo compresso	d' 94 (mm)
Ricoprimento dell'armatura	c 45 (mm)
Armatura tesa ordinaria	
Numero di ferri tesi presenti nella sezione	n _{st,1} 5 [-]
Diametro dei ferri tesi presenti nella sezione	φ _{st,1} 18 (mm)
Area dei ferri tesi presenti nella sezione	A _{st,1} 1272 (mm ²)
Armatura tesa di infittimento	
Numero di ferri tesi presenti nella sezione	n _{st,2} 2 [-]
Diametro dei ferri tesi presenti nella sezione	φ _{st,2} 14 (mm)
Area dei ferri tesi presenti nella sezione	A _{st,2} 308 (mm ²)

Caratteristiche dei materiali	
Resistenza caratteristica cilindrica del calcestruzzo	f _{ck} 32 (MPa)
Resistenza a trazione media del calcestruzzo	f _{ctm} 3.0 (MPa)
Modulo di elasticità del calcestruzzo	E _{cm} 33346 (MPa)
Resistenza a snervamento dell'acciaio	f _{yk} 450 (MPa)
Modulo di elasticità dell'acciaio	E _s 200000 (MPa)

DETERMINAZIONE DELL'AMPIEZZA DELLE FESSURE	
Tensione nell'armatura tesa considerando la sezione fessurata	σ _{st} 140.7 (MPa)
Asse neutro della sezione	X 7.133 (mm)
Tipo e durata dei carichi applicati	
Coefficiente di omogeneizzazione	α _{ck} 6.00 [-]
Area totale delle armature presenti nella zona tesa	A _s 1500 (mm ²)
Area efficace tesa di calcestruzzo	A _{ce,eff,1} 235000 (mm ²)
	A _{ce,eff,2} 80956 (mm ²)
	A _{ce,eff,3} 125000 (mm ²)
	A _{ce,eff,min} 80956 (mm ²)
Rapporto tra l'area di acciaio teso e quella di calcestruzzo teso	ρ _{st,eff} 0.02516 [-]
Resistenza efficace media del calcestruzzo	f _{ct,eff} 3.0 (MPa)
Fattore di durata del carico	k _f 0.4 [-]
Differenza tra la deformazione nell'acciaio e nel cls	
	[ε _{st} - ε _{cm}] _{min} 0.000128 [-]
	[ε _{st} - ε _{cm}] _{calc} -0.000063 [-]
	[ε _{st} - ε _{cm}] 0.000128 [-]

Spaziatura tra le barre (calcolata tra i baricentri dei ferri)	s 200 (mm)
Diametro equivalente delle barre	φ _{eq} 18.23 (mm)
Spaziatura massima di riferimento	s _{max,ref} 270.5634 (mm)
Coefficienti k per il calcolo dell'ampiezza di fessurazione	
	k ₁ 0.800 [-]
	k ₂ 0.500 [-]
	k ₃ 3.400 [-]
	k ₄ 0.425 [-]

Distanza massima tra le fessure	
	s _{r,max,1} 276 (mm)
	s _{r,max,2} 315 (mm)
	s _{r,max} 276 (mm)

Ampiezza limite delle fessure per la combinazione di calcolo pertinente	w _{l,lim} 0.20 (mm)
Ampiezza delle fessure (di calcolo)	w _k 0.04 (mm)

STATO LIMITE DI APERTURA DELLE FESSURE - Rif. UNI EN 1992-1-1: 2005 Par.7.3

Geometria della sezione	
Altezza della sezione	h 250 (mm)
Larghezza della sezione	b 1000 (mm)
Altezza utile della sezione	d 180 (mm)
Distanza tra asse armatura e lembo compresso	d' 70 (mm)
Ricoprimento dell'armatura	c 45 (mm)
Armatura tesa ordinaria	
Numero di ferri tesi presenti nella sezione	n _{st,1} 5 [-]
Diametro dei ferri tesi presenti nella sezione	φ _{st,1} 20 (mm)
Area dei ferri tesi presenti nella sezione	A _{st,1} 1571 (mm ²)
Armatura tesa di infittimento	
Numero di ferri tesi presenti nella sezione	n _{st,2} 3 [-]
Diametro dei ferri tesi presenti nella sezione	φ _{st,2} 14 (mm)
Area dei ferri tesi presenti nella sezione	A _{st,2} 462 (mm ²)

Caratteristiche dei materiali	
Resistenza caratteristica cilindrica del calcestruzzo	f _{ck} 32 (MPa)
Resistenza a trazione media del calcestruzzo	f _{ctm} 3.0 (MPa)
Modulo di elasticità del calcestruzzo	E _{cm} 33346 (MPa)
Resistenza a snervamento dell'acciaio	f _{yk} 450 (MPa)
Modulo di elasticità dell'acciaio	E _s 200000 (MPa)

DETERMINAZIONE DELL'AMPIEZZA DELLE FESSURE	
Tensione nell'armatura tesa considerando la sezione fessurata	σ _{st} 28.34 (MPa)
Asse neutro della sezione	X 7.67 (mm)
Tipo e durata dei carichi applicati	
Coefficiente di omogeneizzazione	α _{ck} 6.00 [-]
Area totale delle armature presenti nella zona tesa	A _s 2033 (mm ²)
Area efficace tesa di calcestruzzo	A _{ce,eff,1} 175000 (mm ²)
	A _{ce,eff,2} 80777 (mm ²)
	A _{ce,eff,3} 125000 (mm ²)
	A _{ce,eff,min} 80777 (mm ²)
Rapporto tra l'area di acciaio teso e quella di calcestruzzo teso	ρ _{st,eff} 0.02516 [-]
Resistenza efficace media del calcestruzzo	f _{ct,eff} 3.0 (MPa)
Fattore di durata del carico	k _f 0.4 [-]
Differenza tra la deformazione nell'acciaio e nel cls	
	[ε _{st} - ε _{cm}] _{min} 0.000085 [-]
	[ε _{st} - ε _{cm}] _{calc} -0.000135 [-]
	[ε _{st} - ε _{cm}] 0.000085 [-]

Spaziatura tra le barre (calcolata tra i baricentri dei ferri)	s 200 (mm)
Diametro equivalente delle barre	φ _{eq} 18.23 (mm)
Spaziatura massima di riferimento	s _{max,ref} 270.5634 (mm)
Coefficienti k per il calcolo dell'ampiezza di fessurazione	
	k ₁ 0.800 [-]
	k ₂ 0.500 [-]
	k ₃ 3.400 [-]
	k ₄ 0.425 [-]

Distanza massima tra le fessure	
	s _{r,max,1} 276 (mm)
	s _{r,max,2} 315 (mm)
	s _{r,max} 276 (mm)

Ampiezza limite delle fessure per la combinazione di calcolo pertinente	w _{l,lim} 0.20 (mm)
Ampiezza delle fessure (di calcolo)	w _k 0.02 (mm)

PROGETTAZIONE ATI:

8.7 VERIFICA DEL CORDOLO

La verifica viene effettuata ai sensi del § 3.6.3.3.2 delle NTC applicando un carico puntuale orizzontale di 100 kN applicato ad 1 m dalla base. Si ottiene dunque una sollecitazione di taglio pari a 100 kN ed un momento torcente pari a 100 kNm.

Si riportano le sezioni dei cordoli.

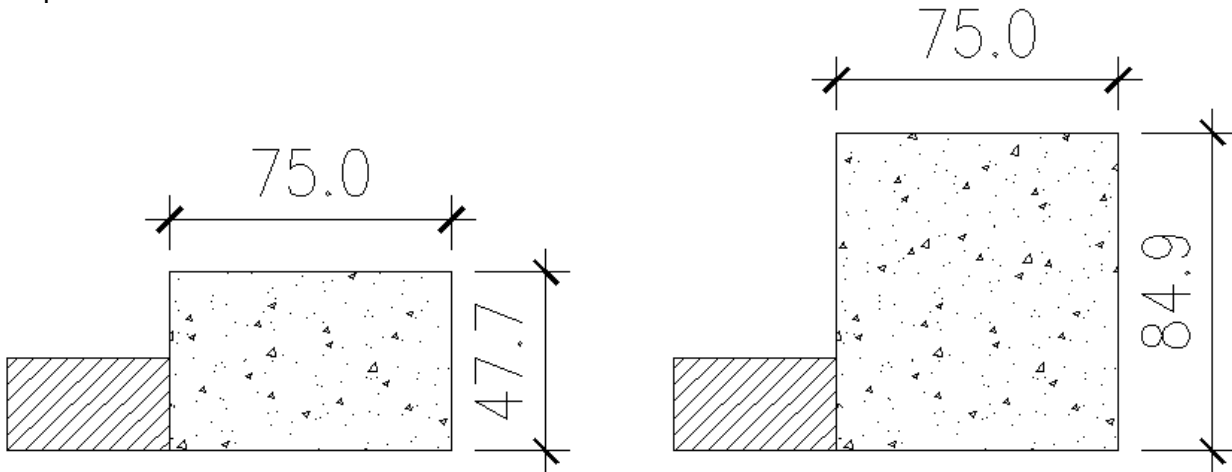


Figura 76: Sezioni verifica cordoli

Le verifiche vengono svolte considerando sezioni di larghezza unitaria.

Le sezioni vengono armate con staffe $\phi 16/15$ a due bracci e armatura corrente $\phi 16$, disposte 4 al lembo superiore, 4 al lembo inferiore e 1+1 nelle pareti verticali.

Si riportano le verifiche a taglio.

$f_{ck} =$	32 Mpa
$\gamma_c =$	1.5
$f_{cd} =$	18.13 Mpa
$b_w =$	1000 mm
$d =$	697 mm
$k =$	1.536
$v_{min} =$	0.377
$A_{sl} =$	15.27 cmq/tesi
$\rho_{sl} =$	0.0022
N_{Ed}	0 kN
$\sigma_{cp} = N_{Ed}/A_c =$	0.000 Mpa
$[0,035k^{3/2}f_{ck}^{1/2}]b_w d =$	262,617 N = 262.62 kN
$(v_{min} + 0,15\sigma_{cp})b_w d =$	262,617 N = 262.62 kN
$V_{Rd} =$ (eq. 6.2.a - E.C.2)	245,818 N = 245.82 kN

$V_{Ed}=100$ kN. $V_{Rd}=245$ kN. FS= 2.45. La verifica è soddisfatta.

Si riportano le verifiche a torsione.

Calcolo Resistenza lato calcestruzzo [4.1.35]				
Dati				
Area racchiusa da linea media	A _k	200127.51	[mm ²]	
spessore	t	145.78	[mm]	
Resistenza calcestruzzo	f ['] _{cd}	9.07	[N/mm ²]	[C.4.1.2.3.6]
Cotangente di θ	cotθ	1.00	[-]	
Momento resistente	T _{Rcd}	264.5	[kNm]	

Calcolo Resistenza lato staffe [4.1.36]				
Area racchiusa da linea media	A _k	200127.507	[mm ²]	
Area staffe	A _s	402.1	[mm ²]	
Passo staffe	s	150	[mm]	
Resistenza Staffe	f _{yd}	391.3	[N/mm ²]	
Cotangente di θ	cotθ	1.00	[-]	
Momento resistente	T _{Rsd}	419.9	[kNm]	

Calcolo Resistenza lato armatura longitudinale [4.1.37]				
Area racchiusa da linea media	A _k	200127.51	[mm ²]	
Area armatura longitudinale	A _l	2010.6	[mm ²]	
Perimetro medio	u _m	1870.87	[mm]	
Resistenza Armatura longitudinale	f _{yd}	391.3	[N/mm ²]	
Cotangente di θ	cotθ	1.00	[-]	
Momento resistente	T _{Rsd}	168.3	[kNm]	

T_{Ed}=100 kN. T_{Rd}=168.3 kN. FS= 1.68. La verifica è soddisfatta.

Si riporta la verifica taglio-torsione, la quale risulta soddisfatta.

V _{ED} [kN]	T _{ED} [kN]	Eq. 4.1.40 ≤ 1
100	100	0.78

PROGETTAZIONE ATI:

Si esegue ora la verifica a scorrimento considerando che il getto di completamente viene eseguito in un secondo momento rispetto al getto della soletta. Si considera uno schema di trave semplicemente appoggiata con luce di calcolo 30. I carichi sono i seguenti:

- $G1_{,soletta}$: $0.75 \cdot 25 = 18.75$ kN/m;
- $G2_{,cordolo+veletta}$: 6.5 kN/m;
- $G2_{,cordolo+veletta}$: 13 kN/m;
- $G2_{,barriere}$: 1.5 kN/m;

La combinazione utilizzata per la verifica è la seguente: $1.35 \cdot G1 + 1.5 \cdot G2$

Per il cordolo di dimensioni minori si ha quindi un momento di 1952.2 kNm, per quello di dimensioni superiori si ha un momento di 2939.4 kNm. Il taglio agente all'interfaccia viene calcolato come rapporto tra il momento e il braccio $z = 0.9 \cdot d$, con d che rappresenta il baricentro delle armature tese:

- Cordolo minore: $1952.2 / 0.9 \cdot 0.37 = 5862.5$ kN.
- Cordolo maggiore: $2939.4 / 0.9 \cdot 0.76 = 4325.8$ kN.

Il taglio calcolato si considera agente su metà luce di calcolo.

Per il calcolo del taglio resistente si utilizzano le formule (6.18) e (6.19) riportate in UNI EN 1994-1-1:2004. Il valore resistente sarà il minore dei due.

$$P_{Rd} = \frac{0.8 f_u \pi d^2 / 4}{\gamma_V} \quad (6.18)$$

or:

$$P_{Rd} = \frac{0.29 \alpha d^2 \sqrt{f_{ctk} E_{cm}}}{\gamma_V} \quad (6.19)$$

whichever is smaller, with:

$$\alpha = 0.2 \left(\frac{h_{sc}}{d} + 1 \right) \quad \text{for } 3 \leq h_{sc} / d \leq 4 \quad (6.20)$$

$$\alpha = 1 \quad \text{for } h_{sc} / d > 4 \quad (6.21)$$

where:

- γ_V is the partial factor;
- d is the diameter of the shank of the stud, $16 \text{ mm} \leq d \leq 25 \text{ mm}$;
- f_u is the specified ultimate tensile strength of the material of the stud but not greater than 500 N/mm^2 ;

Si riportano i dati per il calcolo del cordolo con dimensioni minori.

h	182	[mm]	Altezza ferro
d	16	[mm]	Diametro ferro
f_u	500	[N/mm ²]	Resistenza ultima a trazione ferro (max 500N/mm ²)
f_{ck}	32	[N/mm ²]	Resistenza cilindrica caratteristica del cls
E_{cm}	36283	[N/mm ²]	Valore medio del modulo secante
γ_v	1.25	[-]	Coefficiente parziale di sicurezza
α	1	[-]	Coefficiente funzione del rapporto h/d
P_{Rd}	64.0	[kN]	Eq. (6.18) Resistenza a taglio armatura
P_{Rd}	64.3	[kN]	Eq. (6.19) Resistenza a schiacciamento cls

$P_{Rd} = 64$ kN. Sono necessari quindi 91.6 ferri per un tratto pari 15m. Disponendo staffe $\phi 16/15$ si ha un totale di 150 ferri, la verifica è dunque soddisfatta.

Si riportano i dati per il calcolo del cordolo con dimensioni maggiori.

h	554	[mm]	Altezza ferro
d	16	[mm]	Diametro ferro
f_u	500	[N/mm ²]	Resistenza ultima a trazione ferro (max 500N/mm ²)
f_{ck}	32	[N/mm ²]	Resistenza cilindrica caratteristica del cls
E_{cm}	36283	[N/mm ²]	Valore medio del modulo secante
γ_v	1.25	[-]	Coefficiente parziale di sicurezza
α	1	[-]	Coefficiente funzione del rapporto h/d
P_{Rd}	64.0	[kN]	Eq. (6.18) Resistenza a taglio armatura
P_{Rd}	64.3	[kN]	Eq. (6.19) Resistenza a schiacciamento cls

$P_{Rd} = 64$ kN. Sono necessari quindi 67.6 ferri per un tratto pari 15m. Disponendo staffe $\phi 16/15$ si ha un totale di 150 ferri, la verifica è dunque soddisfatta.

8.8 VERIFICA RITEGNO SISMICO

Per il dimensionamento del ritegno sismico si riporta la massima somma delle reazioni orizzontali su singola spalla.

Posizione	Combinazione	V_{Ed} [kNm]
Spalla A	SLV 9	1972
Spalla B	SLV 13	1972

Il ritegno sismico si verifica con un modello tirante puntone considerandolo come una mensola tozza.

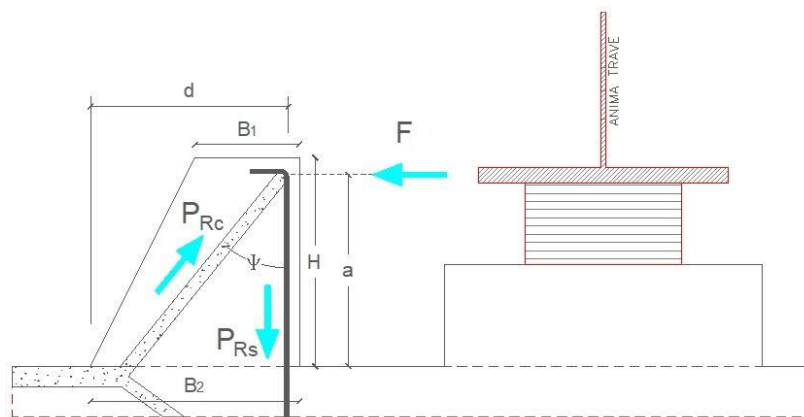


Figura 77: Schema generico tirante puntone

Si riportano i dati per il ritegno lato trave di bordo in esterno curva.

B ₁	0.40	m	Base minore ritegno sismico
B ₂	0.83	m	Base maggiore ritegno sismico
d	0.79	m	Altezza utile armatura
a	0.78	m	Distanza di applicazione della forza dalla base
H	0.85	m	Altezza del ritegno sismico
L	1	m	Larghezza della mensola

VERIFICA

$$l = a + 0.2d = 0.78 \quad [\text{m}]$$

$$\lambda = \cot g(\psi) = \frac{l}{0.9d} = 1.104034 \quad [-]$$

Sollecitazione di calcolo:

F _{SLV}	1972	kN
------------------	------	----

Armatura:

n°	10	[-]
φ	28	[mm]
A _s	61.5752	[cm ²]

Portanza della mensola in termini di resistenza dell'armatura:

$$P_{Rs} = (A_s x f_{sd}) x \left(\frac{1}{\lambda}\right) = 2182.419 \quad [\text{kN}]$$

P_{rs} > F_{slc} Verifica Soddisfatta

Resistenza del puntone di calcestruzzo:

c	1	[-]	Coefficiente dal valore di 1 per elementi senza staffe
---	---	-----	--

$$P_{Rc} = 0.4 * b * d * f_{cd} * \left(\frac{c}{1 + \lambda^2}\right) = 2662.31 \quad \text{kN}$$

P_{rc} > F_{slc} Verifica Soddisfatta

Verifica Gerarchia delle resistenze:

P_{rc} > P_{rs} Verifica Soddisfatta

Si riportano i dati per il ritegno lato trave di bordo in interno curva.

B ₁	0.40	m	Base minore ritegno sismico
B ₂	0.72	m	Base maggiore ritegno sismico
d	0.68	m	Altezza utile armatura
a	0.55	m	Distanza di applicazione della forza dalla base
H	0.63	m	Altezza del ritegno sismico
L	1	m	Larghezza della mensola
VERIFICA			
$l = a + 0.2d = 0.55 \quad [m]$ $\lambda = \cot g(\psi) = \frac{l}{0.9d} = 0.90535 \quad [-]$			
Sollecitazione di calcolo:			
F _{SLV}	1972	kN	
Armatura:			
n°	10	[-]	
φ	28	[mm]	
A _s	61.5752	[cm ²]	
Portanza della mensola in termini di resistenza dell'armatura:			
$P_{Rs} = (A_s \times f_{sd}) \times \left(\frac{1}{\lambda}\right) = 2661.364 \quad [kN]$			
<i>P_{rs} > F_{slc} Verifica Soddisfatta</i>			
Resistenza del puntone di calcestruzzo:			
c	1	[-]	Coefficiente dal valore di 1 per elementi senza staffe
$P_{Rc} = 0.4 * b * d * f_{cd} * \left(\frac{c}{1 + \lambda^2}\right) = 2791.51 \quad kN$			
<i>P_{rc} > F_{slc} Verifica Soddisfatta</i>			
Verifica Gerarchia delle resistenze:			
<i>P_{rc} > P_{rs} Verifica Soddisfatta</i>			

9 APPOGGI E GIUNTI

9.1 APPOGGI

Gli apparecchi di appoggio devono resistere alle azioni verticali e orizzontali massime. Nel caso in esame la forza verticale massima è pari a $F=2905$ kN, e la forza orizzontale massima è pari a 455.4 kN. Per le azioni in esame è sufficiente utilizzare un apparecchio in neoprene armato con le seguenti caratteristiche:

Carico massimo verticale [kN]	Carico massimo orizzontale [kN]	Rigidezza orizzontale [kN/mm]	Rigidezza verticale [kN/mm]
5000	500	6.58	2323

9.2 GIUNTI

Per il dimensionamento dei giunti sono stati calcolati gli spostamenti massimi dovuti ai seguenti carichi:

- Creep: 3.9;
- Ritiro: 6.2 mm;
- Termica: 1.1 mm;
- Azione di frenamento: 7.3 mm;
- Azione del sisma: 60.24 mm;

Utilizzando i coefficienti parziali di sicurezza per la combinazione SLU fondamentale si ha uno spostamento massimo di 22.9 mm.

Utilizzando i coefficienti parziali di sicurezza per la combinazione SLV si ha uno spostamento massimo di 73 mm.

Il giunto installato dovrà consentire lo spostamento massimo sopra calcolato.

10 VERIFICHE STRUTTURALI DI SPALLE E FONDAZIONI

10.1 SOLLECITAZIONI SCARICATE SU APPOGGI

Di seguito, le tabelle degli scarichi delle sollecitazioni (caratteristiche) scaricate sugli appoggi dalle travi delle strutture in elevazione (impalcato).

Tipo di carico (valore caratteristico)	Nomenclatura carico	Carichi verticali appoggio N. 3 [kN]
Pesi propri	g1	650
Pesi propri portati	g2	286
Ritiro	e2	0
Carico traffico max	Q1 (max d_Est)	721
Carico traffico max torcente (trave esterna impalcato)	Q1 (max ec_Est)	637
Sisma orizzontale	q6_H	± 395
Sisma verticale (max)	q6_V_max	214
Sisma verticale (min)	q6_V_min	-10

PROGETTAZIONE ATI:

Vento ponte carico	q5-C	± 83
Vento ponte scarico	q5-SC	± 82
Centrifuga	q4	± 0
Frenatura	q3	0
Termica uniforme	q7	0

10.2 GEOMETRIA SPALLA

Si riportano i dati geometrici delle spalle.

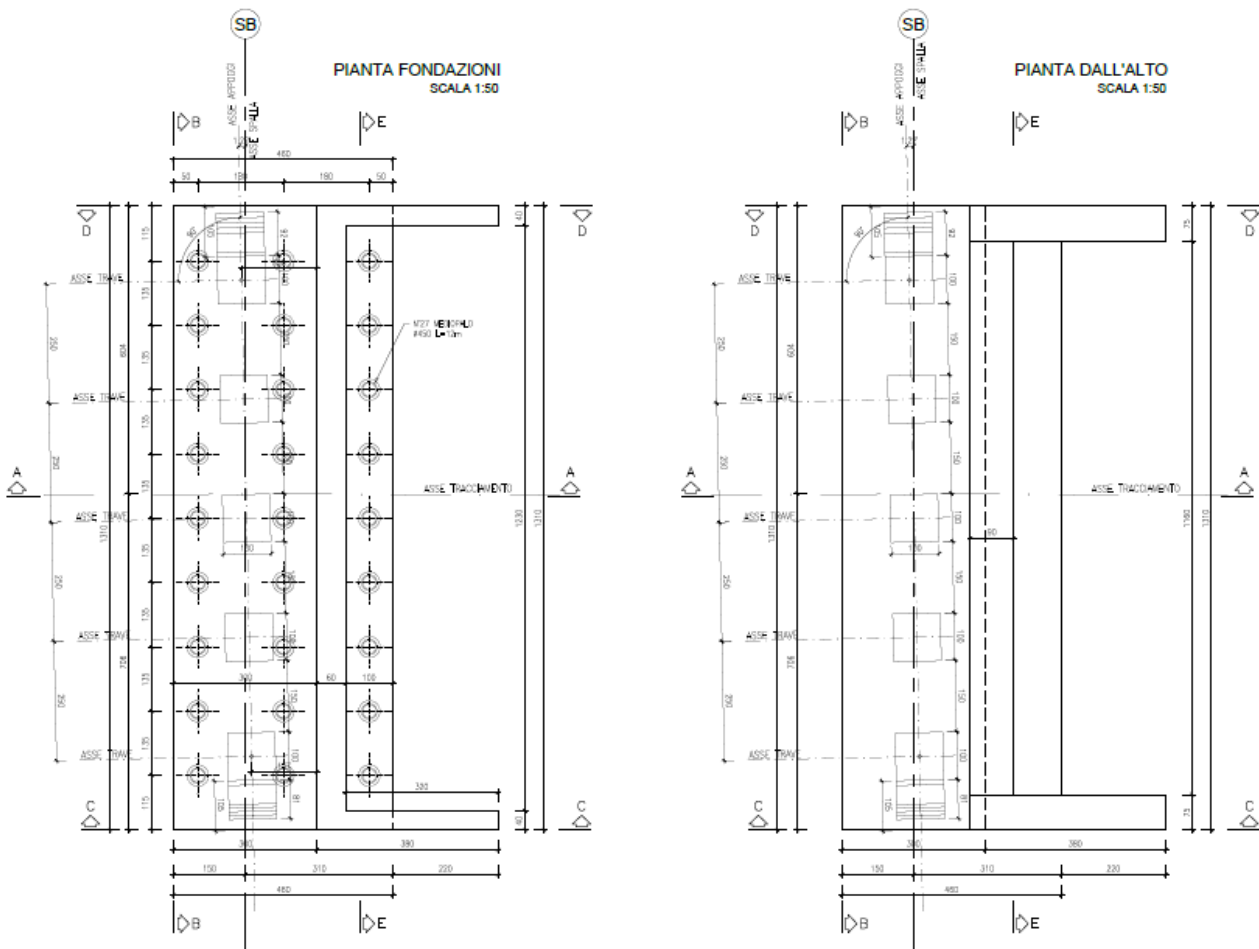


Figura 78: Vista in pianta

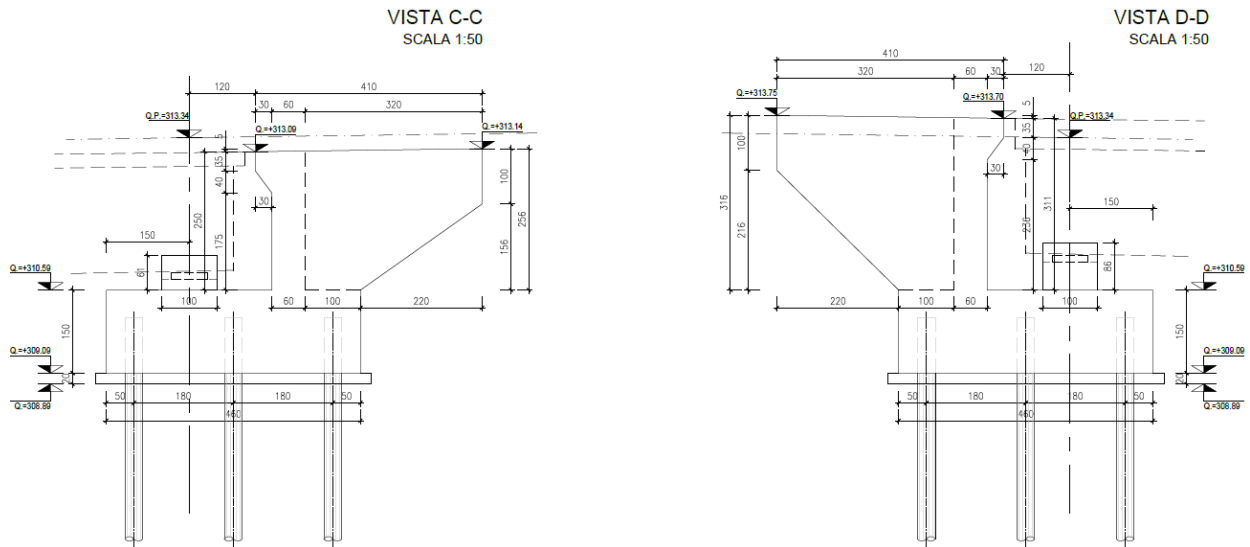


Figura 79: Sezioni

10.3 DATI GEOTECNICI E SISMICI DEI TERRENI

Accelerazione normalizzata:	$a_g/g = 0,226$
Coefficiente amplificazione stratigrafica:	$S_S = 1,173$
Coefficiente amplificazione topografica:	$S_T = 1,000$
Coeff. di riduzione max. accelerazione attesa:	$\beta_m = 1,00$
Peso specifico terreno tal quale:	$\gamma = 18,00$ (valore medio di riferimento)
Angolo di attrito interno terreno:	$\phi = 35^\circ$
Coefficiente orizzontale:	$k_h = \beta_m S_S S_T a_g/g = 0,265$ (NTC2018 p.to 7.11.6.2)
Coefficiente verticale:	$k_v = 0.5k_h = 0,133$ (NTC2018 p.to 7.11.6.2.1)
Coefficiente di spinta "a riposo" (Jaky):	$k_0 = 1 - \sin\phi = 0,426$
Sovraccarico in superficie (caratteristico):	$Q_k = 40,00 \text{ kN/m}^2 = 4,00 \text{ ton/m}^2$
Altezza su cui agisce l'incremento sismico (Wood):	$H = 4.66 \text{ m}$ (altezza spalla con sp. soletta fondazione)
Incremento di pressione sismica (modello Wood):	$S_T S_S (a_g/g) \gamma H = 22.24 \text{ kN/m}^2$ (distribuzione costante)
Massima pressione spinta "a riposo": (arrotondato)	$k_0 \gamma H = (0,426 \times 18,00 \times 4.66) = 35.73 \text{ kN/m}^2$
Massima pressione sovraccarico superficie: (arrotondato)	$k_0 Q_k = (0,426 \times 40,00) = 17,04 \text{ kN/m}^2$

10.4 DISTRIBUZIONE MASSE ELEMENTI SPALLA

Si considerano i pesi delle masse dei vari elementi strutturali costituenti la spalla (ad esclusione delle masse dei pali). Il braccio di tali risultanti viene misurato dal centro G (si veda schema alle pagine precedenti).

Tipologia elemento spalla	Pesi [kN]	Braccio [m]	Momenti da G [kNm]
Soletta fondazione	2259.8	0.00	0.0
Paraghiaia	620.9	1.00	620.9
Baggioli (complessivi)	9.9	-0.80	-7.9
Sbalzo paraghiaia	55.7	0.56	31.2
Muri di risvolto	63.2	1.80	113.8
Bandiera (parte superiore)	44.0	3.40	149.6
Bandiera (parte inferiore)	47.5	3.03	144.1
Ritegni sismici	24.5	-0.80	-19.6
Peso terreno interno spalla (escluso sovraccarico) ^(*)	699.6	1.80	1259.3

Complessivi verticali (pesi): $N = 3825 \text{ kN}$
 Complessivi momenti (rispetto polo G): $M = 2291 \text{ kNm}$
 Eccentricità complessivi verticali (pesi): $e = M/N = 0,60 \text{ m}$

10.5 DISTRIBUZIONE INERZIE SISMICHE

Tipologia elemento spalla	Inerzie sismiche (orizzontali) [kN]	Braccio (verticale) [m]	Momenti da Ω [kNm]
Soletta fondazione	598.83	0.75	449.13
Paraghiaia	164.55	3.04	500.23
Baggioli (complessivi)	2.62	1.70	4.46
Sbalzo paraghiaia	14.75	4.32	63.74
Muri di risvolto	16.75	1.80	30.15
Bandiera (parte superiore)	11.66	4.15	48.39
Bandiera (parte inferiore)	12.59	2.94	37.01
Ritegni sismici	6.49	1.70	11.04

Complessivi (orizzontali) inerzie: $V_h = 1014 \text{ kN}$
 Complessivi momenti (ribaltanti): $M_h = 1641 \text{ kNm}$.

Valori riferiti alla larghezza della parete di elevazione: $L = 13.10 \text{ m}$ (risultanti sismiche orizzontali e momenti ribaltanti dovuti alle spinte dei terreni)

Quota: 3,85 m	Sisma, Wood	Spinta "a riposo"	Sovraccarico
$F_k =$	1358 kN	1091 kN	1040 kN
$M_k =$	3163 kNm	1694 kNm	2424 kNm

10.6 SOLLECITAZIONI SCARICATE DALL' IMPALCATO

Nella tabella a seguire, si è adottata la seguente nomenclatura:

N_{Ed_tot}	scarico complessivo da impalcato su appoggi spalla
$M_{Ed_trasv_IMPALC}$	momento complessivo trasversale per scarichi impalcato su appoggi
H_{trasv_IMPALC}	risultante carichi trasversali su appoggi spalla
H_{long_IMPALC}	risultante carichi longitudinali su appoggi spalla

NOTA: Sollecitazioni SLU/SLV riferite al baricentro della spalla tra i 5 appoggi presenti (a quota dell'estradosso dei baggioli). Valori in modulo.

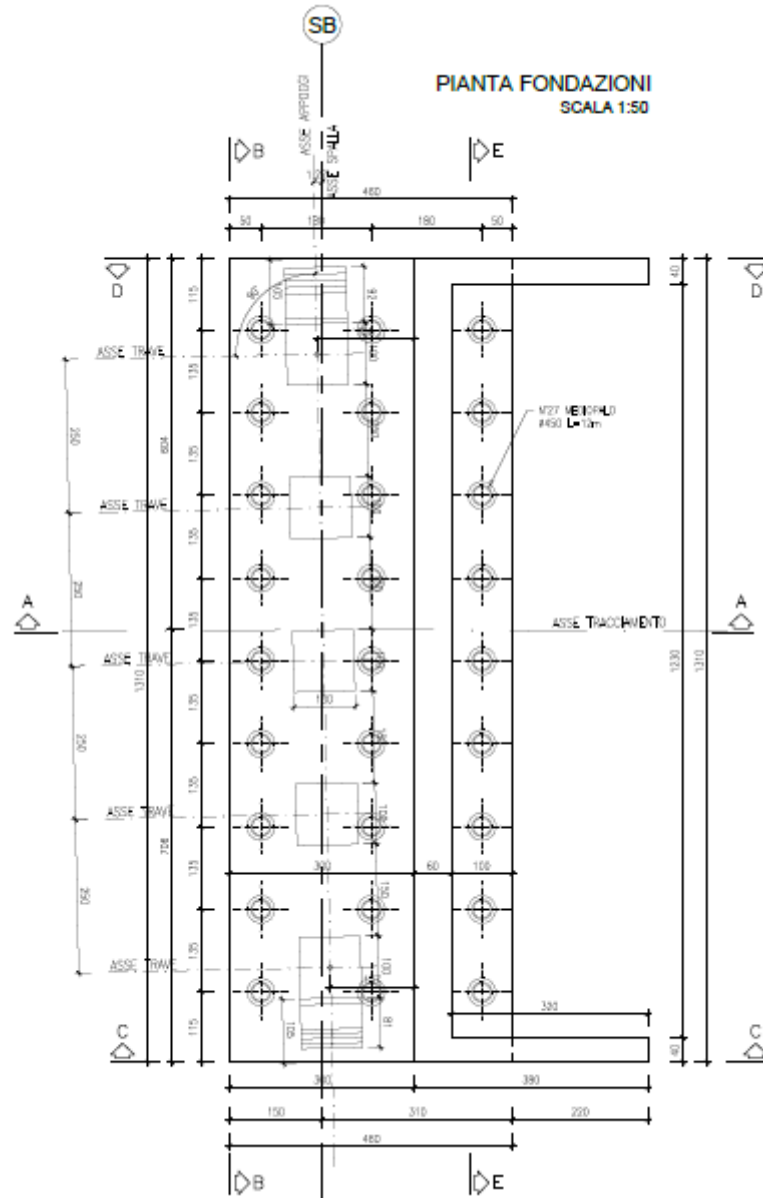
Comb.	MIN N_{Ed_tot} [kN]	$M_{Ed_long_IMPALC}$ [kNm]	$M_{Ed_trasv_IMPALC}$ [kNm]	H_{trasv_IMPALC} [kN]	H_{long_IMPALC} [kN]
SLU_00	7035	349	20	3	399
SLU_01	11000	107	33	3	296
SLU_02	7026	349	32	3	399
SLU_03	10991	107	46	3	296
SLU_04	7008	349	23	2	398
SLU_05	10973	107	37	2	295
SLU_06	6508	347	24	2	404
SLU_07	10473	106	38	2	301
SLU_08	6878	356	17	50	403
SLU_09	10843	114	31	50	300
SLU_10	6869	356	30	49	402
SLU_16	10834	114	43	49	299
SLU_17	6851	356	21	49	402
SLU_18	10816	115	34	49	299
SLU_19	6351	355	22	49	408
SLU_20	10316	113	36	49	305
SLU_21	6878	356	21	50	403
SLU_22	10843	114	34	50	300
SLU_23	6869	356	33	49	402
SLU_24	10834	114	47	49	299
SLU_25	6851	356	24	49	402
SLU_26	10816	114	38	49	299

SLV_01	2071	263	5	288	1105
SLV_02	1913	269	5	288	1105
SLV_03	1935	276	5	288	1102
SLV_04	1778	281	5	288	1102
SLV_05	1662	290	5	288	834
SLV_06	1820	285	5	288	834
SLV_07	1798	278	5	288	831
SLV_08	1955	273	5	288	831
SLV_09	2214	261	17	960	428
SLV_10	2179	264	17	960	153

PROGETTAZIONE ATI:

10.7 SCHEMA E DISPOSIZIONE DEI PALI

Di seguito uno schema grafico della disposizione in pianta dei pali. Di seguito verranno riportati i valori di sforzo normale dei pali d'angolo, in quanto i più sollecitati.



PROGETTAZIONE ATI:

Sollecitazioni sui pali (comb. SLU)

NOTA: Valori di Pi positivi devono intendersi come compressioni, valori negativi come trazioni.

Si riportano, per le combinazioni più gravose, le sollecitazioni di sforzo normale nei pali di bordo della palificata, in quanto i più sollecitati.

Nelle tabelle viene riportata la combinazione, lo sforzo normale P in kN.

Combinazioni P1_top,x-y		Combinazioni P1_bot,x-y		Combinazioni P2_top,x-y		Combinazioni P2_bot,x-y	
SLU_130(max)	990	SLU_90(max)	989	SLU_130(max)	990	SLU_90(max)	989
SLU_122(max)	990	SLU_98(max)	989	SLU_122(max)	990	SLU_98(max)	989
SLU_132(max)	990	SLU_92(max)	988	SLU_132(max)	989	SLU_92(max)	988
SLU_124(max)	990	SLU_100(max)	988	SLU_124(max)	989	SLU_100(max)	988
SLU_134(max)	989	SLU_94(max)	987	SLU_134(max)	988	SLU_94(max)	987
SLU_126(max)	988	SLU_102(max)	987	SLU_126(max)	988	SLU_102(max)	987
SLU_98(max)	988	SLU_122(max)	987	SLU_98(max)	987	SLU_122(max)	986
SLU_90(max)	987	SLU_26(max)	987	SLU_90(max)	987	SLU_26(max)	986
SLU_66(max)	987	SLU_130(max)	987	SLU_66(max)	987	SLU_130(max)	986
SLU_58(max)	987	SLU_34(max)	986	SLU_58(max)	987	SLU_34(max)	986
SLU_100(max)	987	SLU_124(max)	986	SLU_100(max)	987	SLU_124(max)	985
SLU_92(max)	987	SLU_28(max)	986	SLU_92(max)	987	SLU_28(max)	985
SLU_68(max)	987	SLU_132(max)	986	SLU_68(max)	987	SLU_132(max)	985
SLU_60(max)	987	SLU_36(max)	986	SLU_60(max)	986	SLU_36(max)	985
SLU_102(max)	986	SLU_126(max)	985	SLU_102(max)	985	SLU_126(max)	984
SLU_94(max)	986	SLU_30(max)	985	SLU_94(max)	985	SLU_30(max)	984
SLU_70(max)	986	SLU_134(max)	985	SLU_70(max)	985	SLU_134(max)	984
SLU_62(max)	986	SLU_38(max)	985	SLU_62(max)	985	SLU_38(max)	984
SLU_34(max)	985	SLU_58(max)	984	SLU_34(max)	984	SLU_58(max)	983
SLU_26(max)	985	SLU_66(max)	984	SLU_26(max)	984	SLU_66(max)	983
SLU_36(max)	984	SLU_60(max)	983	SLU_36(max)	984	SLU_60(max)	983
SLU_28(max)	984	SLU_68(max)	983	SLU_28(max)	984	SLU_68(max)	982
SLU_38(max)	983	SLU_62(max)	982	SLU_38(max)	983	SLU_62(max)	982
SLU_30(max)	983	SLU_70(max)	982	SLU_30(max)	983	SLU_70(max)	981
SLU_2(max)	977	SLU_2(max)	976	SLU_2(max)	976	SLU_2(max)	975
SLU_4(max)	977	SLU_4(max)	975	SLU_4(max)	976	SLU_4(max)	975
SLU_6(max)	975	SLU_6(max)	974	SLU_6(max)	975	SLU_6(max)	974
SLU_114(max)	972	SLU_74(max)	971	SLU_114(max)	971	SLU_74(max)	970
SLU_106(max)	972	SLU_82(max)	971	SLU_106(max)	971	SLU_82(max)	970
SLU_116(max)	971	SLU_76(max)	970	SLU_116(max)	971	SLU_76(max)	969
SLU_108(max)	971	SLU_84(max)	970	SLU_108(max)	971	SLU_84(max)	969
SLU_118(max)	970	SLU_78(max)	969	SLU_118(max)	969	SLU_78(max)	968
SLU_110(max)	970	SLU_86(max)	969	SLU_110(max)	969	SLU_86(max)	968
SLU_82(max)	969	SLU_106(max)	968	SLU_82(max)	968	SLU_106(max)	967
SLU_74(max)	969	SLU_10(max)	968	SLU_74(max)	968	SLU_10(max)	967
SLU_50(max)	969	SLU_114(max)	968	SLU_50(max)	968	SLU_114(max)	967
SLU_42(max)	969	SLU_18(max)	968	SLU_42(max)	968	SLU_18(max)	967
SLU_84(max)	969	SLU_108(max)	967	SLU_84(max)	968	SLU_108(max)	967
SLU_76(max)	969	SLU_12(max)	967	SLU_76(max)	968	SLU_12(max)	967
SLU_52(max)	969	SLU_116(max)	967	SLU_52(max)	968	SLU_116(max)	967
SLU_44(max)	969	SLU_20(max)	967	SLU_44(max)	968	SLU_20(max)	967
SLU_86(max)	967	SLU_110(max)	966	SLU_86(max)	967	SLU_110(max)	966
SLU_78(max)	967	SLU_14(max)	966	SLU_78(max)	967	SLU_14(max)	966
SLU_54(max)	967	SLU_118(max)	966	SLU_54(max)	967	SLU_118(max)	966
SLU_46(max)	967	SLU_22(max)	966	SLU_46(max)	967	SLU_22(max)	966
SLU_18(max)	966	SLU_42(max)	965	SLU_18(max)	966	SLU_42(max)	965
SLU_10(max)	966	SLU_50(max)	965	SLU_10(max)	966	SLU_50(max)	965
SLU_20(max)	966	SLU_44(max)	965	SLU_20(max)	965	SLU_44(max)	964
SLU_12(max)	966	SLU_52(max)	965	SLU_12(max)	965	SLU_52(max)	964
SLU_22(max)	965	SLU_46(max)	964	SLU_22(max)	964	SLU_46(max)	963
SLU_14(max)	965	SLU_54(max)	964	SLU_14(max)	964	SLU_54(max)	963
SLU_136(max)	958	SLU_96(max)	957	SLU_136(max)	957	SLU_96(max)	956
SLU_128(max)	958	SLU_104(max)	957	SLU_128(max)	957	SLU_104(max)	956
SLU_104(max)	955	SLU_128(max)	954	SLU_104(max)	955	SLU_128(max)	954
SLU_96(max)	955	SLU_32(max)	954	SLU_96(max)	955	SLU_32(max)	954
SLU_72(max)	955	SLU_136(max)	954	SLU_72(max)	955	SLU_136(max)	954
SLU_64(max)	955	SLU_40(max)	954	SLU_64(max)	955	SLU_40(max)	954

PROGETTAZIONE ATI:

Sollecitazioni sui pali (comb. SLV)

Combinazioni P1_top,x-y		Combinazioni P1_bot,x-y		Combinazioni P2_top,x-y		Combinazioni P2_bot,x-y	
SLV_31	690	SLV_32	701	SLV_26	702	SLV_25	725
SLV_7	677	SLV_34	696	SLV_2	690	SLV_1	713
SLV_32	674	SLV_8	689	SLV_25	687	SLV_27	707
SLV_29	671	SLV_10	684	SLV_28	684	SLV_33	703
SLV_8	662	SLV_30	682	SLV_1	675	SLV_3	694
SLV_5	659	SLV_36	677	SLV_4	672	SLV_9	690
SLV_30	656	SLV_6	670	SLV_27	669	SLV_35	684
SLV_44	644	SLV_12	665	SLV_3	657	SLV_26	676
SLV_6	644	SLV_42	659	SLV_43	648	SLV_11	672
SLV_39	640	SLV_31	651	SLV_40	644	SLV_41	666
SLV_20	632	SLV_18	647	SLV_19	636	SLV_2	663
SLV_42	629	SLV_33	642	SLV_41	632	SLV_28	657
SLV_15	628	SLV_7	639	SLV_16	632	SLV_17	654
SLV_37	622	SLV_29	633	SLV_38	626	SLV_4	645
SLV_18	617	SLV_9	630	SLV_17	620	SLV_34	634
SLV_13	610	SLV_35	623	SLV_14	614	SLV_10	622
SLV_34	590	SLV_5	621	SLV_33	593	SLV_43	617
SLV_43	587	SLV_11	611	SLV_46	587	SLV_36	616
SLV_40	583	SLV_44	610	SLV_44	583	SLV_48	605
SLV_45	583	SLV_41	605	SLV_9	581	SLV_19	605
SLV_10	578	SLV_47	598	SLV_39	579	SLV_12	604
SLV_19	575	SLV_20	598	SLV_35	575	SLV_42	598
SLV_41	572	SLV_17	593	SLV_22	575	SLV_24	593
SLV_36	572	SLV_23	586	SLV_48	572	SLV_18	586
SLV_16	571	SLV_43	556	SLV_20	571	SLV_46	556
SLV_21	571	SLV_45	548	SLV_42	567	SLV_44	548
SLV_47	568	SLV_48	544	SLV_15	567	SLV_22	544
SLV_38	565	SLV_19	544	SLV_11	563	SLV_40	538
SLV_17	559	SLV_21	536	SLV_37	561	SLV_47	537
SLV_12	559	SLV_24	532	SLV_24	559	SLV_20	536
SLV_23	556	SLV_39	530	SLV_18	555	SLV_16	526
SLV_14	552	SLV_25	521	SLV_13	549	SLV_23	525
SLV_33	533	SLV_15	518	SLV_34	528	SLV_38	520
SLV_46	526	SLV_37	512	SLV_45	522	SLV_14	508
SLV_9	520	SLV_1	509	SLV_10	516	SLV_32	497
SLV_35	514	SLV_27	503	SLV_36	510	SLV_45	488
SLV_22	513	SLV_13	500	SLV_21	510	SLV_8	484
SLV_48	510	SLV_46	495	SLV_47	507	SLV_30	478
SLV_11	502	SLV_3	491	SLV_12	498	SLV_21	475
SLV_26	498	SLV_22	482	SLV_23	494	SLV_39	470
SLV_24	498	SLV_40	477	SLV_31	486	SLV_6	466

10.8 VERIFICA PALI

Parametro taglio-momento per palo-terreno^(*):

$$r_{top} = 2.13$$

^(*) fare riferimento alla relazione geotecnica allegata.

Diametro palo:

$$\phi_{palo} = 450 \text{ mm}$$

SLU

Massima azione assiale di compressione NEd,max = 990 kN (per verifica a pressoflessione)

Minima azione assiale sul palo NEd,min = 0.0 kN (per verifica a taglio e a pressoflessione)

Massimo valore del taglio su palo VEd = 139 kN

Momento flettente in testa al palo ME_{d,top} = r_{top} * VEd = 295,1 kNm (in assenza di effetti del II ordine)

La verifica viene condotta considerando reagente la sola sezione del tubolare in acciaio

SLV

Massima azione assiale di compressione $N_{Ed,max} = 725 \text{ kN}$ (per verifica a pressoflessione)
 Minima azione assiale sul palo $N_{Ed,min} = 0.0 \text{ kN}$ (per verifica a taglio e a pressoflessione)
 Massimo valore del taglio su palo $V_{Ed} = 201 \text{ kN}$
 Momento flettente in testa al palo $M_{Ed,top} = r_{top} * V_{Ed} = 427,2 \text{ kNm}$ (in assenza di effetti del II ordine)
 La verifica viene condotta considerando reagente la sola sezione del tubolare in acciaio

Si riportano le verifiche, nelle colonne di destra quella relativa alle combinazioni SLU, nelle colonne di sinistra quella relativa alle combinazioni SLV.

Dati tubolare			Dati tubolare		
D	298.5	[mm]	D	298.5	[mm]
s	35	[mm]	s	35	[mm]
d	228.5	[mm]	d	228.5	[mm]
A	28973	[mm ²]	A	28973	[mm ²]
W	1714553	[mm ³]	W	1714553	[mm ³]
Tipo acciaio			Tipo acciaio		
S355			S355		
f_{yk}	355	[N/mm ²]	f_{yk}	355	[N/mm ²]
f_{yt}	510	[N/mm ²]	f_{yt}	510	[N/mm ²]
γ_s	1.05	[-]	γ_s	1.05	[-]
f_{yd}	338	[N/mm ²]	f_{yd}	338	[N/mm ²]
Sollecitazioni di verifica			Sollecitazioni di verifica		
N_{max}	990150	[N]	N_{max}	724879	[N]
M_{max}	295103773	[Nmm]	M_{max}	427247701	[Nmm]
Tensione nel tubolare			Tensione nel tubolare		
σ_{Ed}	206.29	[N/mm ²]	σ_{Ed}	274.21	[N/mm ²]
Verifica	1.639	Verificato	Verifica	1.233	Verificato
A_v	28973	[mm ²]	A_v	28973	[mm ²]
$V_{c,Rd}$	5655578	[N]	$V_{c,Rd}$	5655578	[N]
$V_{c,Rd}$	5656	[kN]	$V_{c,Rd}$	5656	[kN]
V_{Ed}	139	[kN]	V_{Ed}	201	[kN]
Verifica	40.82	Verificato	Verifica	28.20	Verificato

10.9 VERIFICA SBALZO MENSOLA TOZZA (SPALLA)

10.9.1 MODELLO DI CALCOLO ADOTTATO

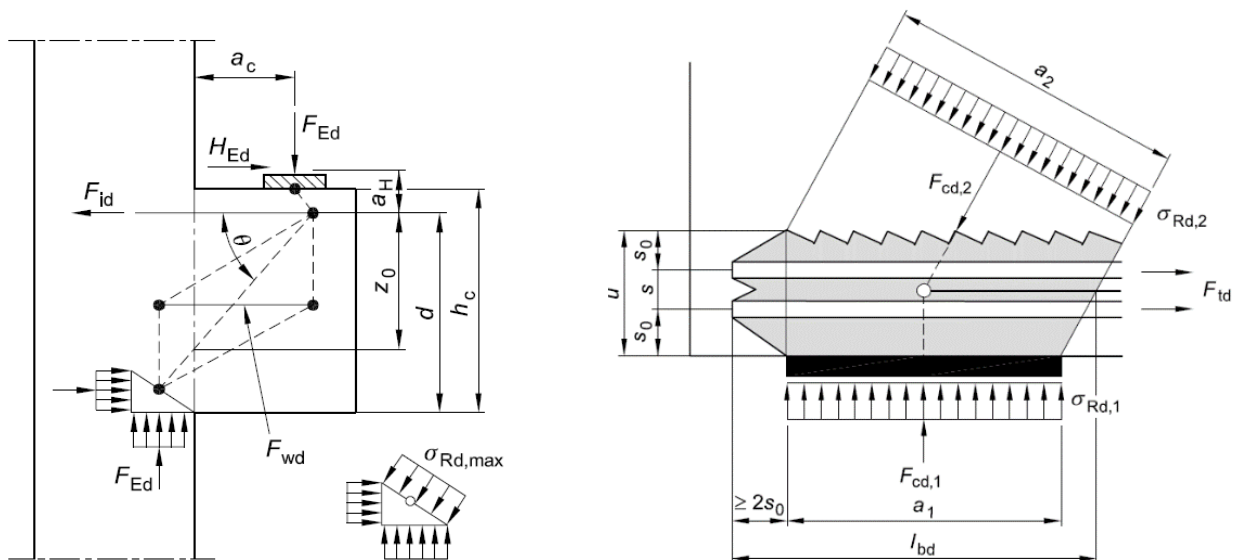
Si considera un'impronta di carico pari ad una sezione quadrata equivalente all'area del palo di estremità che risulta maggiormente sollecitato a compressione e a taglio. La biella convenzionale di calcestruzzo compressa (del modello tirante-puntone) presenta quindi una sezione trasversale quadrangolare $a_2 \times l_{eq}$ la cui larghezza trasversale (a_2) dipenderà dalla sua inclinazione θ all'equilibrio (funzione della geometria della soletta e dei pali) e dal diametro del palo stesso.

10.9.2 GEOMETRIA DELL'UNGHIA DELLA SOLETTA DI FONDAZIONE

Ampiezza sbalzo da filo parete elevazione:	$a = 1000$ mm
Diametro pali scelti:	$\phi = 450$ mm
Dimensione lato quadrato equivalente sez. palo: (carico equivalente)	$l_{eq} = 0.5 \times \phi \times \sqrt{(\pi)} = 399.0$ mm (per impronta di carico equivalente)
Dimensione impronta carico (equivalente):	$a_1 = l_{eq} = 399$ mm
Interasse pali (dir. x-x e y-y):	$i = 3 \times \phi = 1350$ mm
Ampiezza mensola tozza (interasse pali): interessata da 1 palo)	$b = i = 1350$ mm (si considera la fascia interessata da 1 palo)
Larghezza biella convenzionale compressa: equivalente alla sez. del palo)	$b_w = l_{eq} = 399$ mm (quadrato di area equivalente alla sez. del palo)
Altezza (costante) della soletta di fondazione:	$h_c = 1500$ mm

10.9.3 SCHEMI E MODELLI DI CALCOLO SECONDO NTC2018 E UNI EN 1992-1-1:2005

Schemi di calcolo indicati nel corpo degli Eurocodici, presi in considerazione nel modello di calcolo adottato nella presente relazione di calcolo.



PROGETTAZIONE ATI:

10.9.4 CARATTERISTICHE DI PROGETTO

10.9.5 CARATTERISTICHE DEL MATERIALE CALCESTRUZZO

Resistenza caratteristica a compressione:	$f_{ck} = 28 \text{ N/mm}^2$
Fattore parziale di sicurezza – Tabella 2.1N:	$\gamma_c = 1.5$
Coefficiente di compressione α_{cc} – cl.3.1.6(1):	$\alpha_{cc} = 0.85$ (NTC2018, p.to 4.1.2.1.1)
Resistenza di progetto a compressione - eq.3.15: 4.1.3)	$f_{cd} = \alpha_{cc} \times f_{ck} / \gamma_c = 15.87 \text{ N/mm}^2$ (NTC2018, eq. 4.1.3)
Nodo compresso, fattore k_1 – cl.6.5.4(4)a):	$k_1 = 1.00$
Nodo compresso/teso, fattore k_2 – cl.6.5.4(4)b):	$k_2 = 0.85$
Nodo compresso/teso, fattore k_3 – cl.6.5.4(4)c):	$k_3 = 0.75$
Fattore riduttivo di resistenza – cl.6.5.2(2):	$\psi' = [1 - f_{ck} / 250 \text{ N/mm}^2] = 0.89$

Dettagli armature

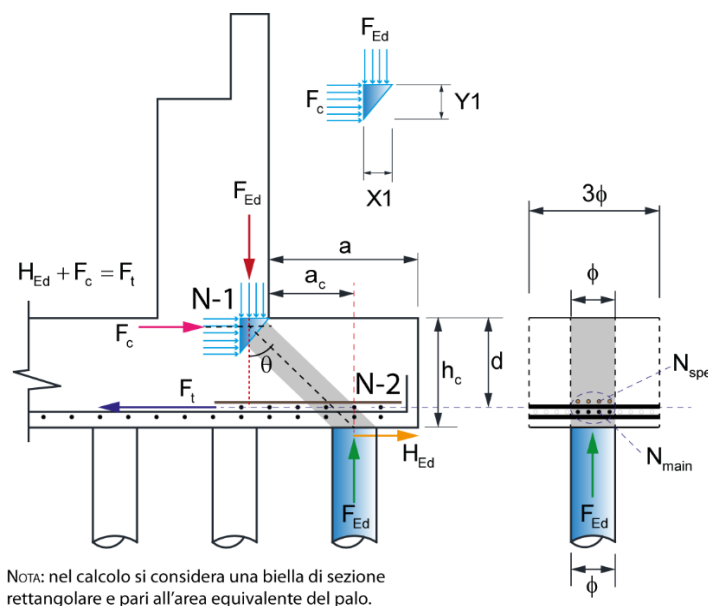
Resistenza caratteristica a snervamento:	$f_{yk} = 450 \text{ N/mm}^2$
Fattore parziale di sicurezza – Tab. 2.1N:	$\gamma_s = 1.15$
Tensione di progetto armature:	$f_{yd} = f_{yk} / \gamma_s = 391 \text{ N/mm}^2$ (NTC2018, eq. 4.1.5)

Carico su palo di estremità più sollecitato (SLU/SLV)

Tra le due combinazioni di carico SLV e SLU si considera quella la cui somma a trazione $F_{Ed} + H_{Ed}$ (da assorbire alle armature tese del modello tirante-puntone) risulta maggiore:

Forza assiale trasmessa dal palo:	$F_{Ed} = 990 \text{ kN}$
Forza di taglio agente in testa al palo:	$H_{Ed} = 201 \text{ kN}$
Distanza asse palo (F_{Ed}) da filo parete elevazione:	$a_c = 500 \text{ mm}$ (si veda schema in basso)

10.9.6 SCHEMA DI CALCOLO, ADATTATO DAL MODELLO “STRUCT AND TIES”



Armature longitudinali a trazione (plinto di fondazione su pali)

Interasse barre longitudinali (filanti) a trazione:	$i_{main} = 100$ mm
Diametro barre longitudinali (filanti) a trazione:	$\phi_{main} = 25$ mm
Diametro ferri di ripartizione (direz. perpendic.):	$\phi_{main,rip} = 25$ mm
Diametro barre longitudinali (spezzoni) a trazione:	$\phi_{spez} = 25$ mm
Diametro distanziatori (secondo strato rinforzo):	$d_{dist} = \phi_{spez} = 25$ mm
Interasse barre longitudinali (spezzoni) a trazione:	$i_{spez} = 100$ mm
Numero di barre filanti in trazione in b_w :	$N_{main} = b_w / i_{main} = 3.9$
Numero di spezzoni in trazione in b_w :	$N_{spez} = b_w / i_{spez} = 3.9$
Area armatura effettivamente in trazione:	$A_{s,main} = N_{main} \times \pi \times \phi_{main}^2 / 4 + N_{spez} \times \pi \times \phi_{spez}^2 / 4 = 3917$ mm ²
Copriferro nominale (armature più esterne):	$C_{nom} = 75$ mm
Copriferro effettivo armature a trazione (tirante):	$C_{nom,eff} = C_{nom} + D_{main,rip} = 100$ mm
Distanza baricentro strati barre a trazione dal baricentro del primo strato di barre tese più esterne:	$\Delta X_D = \min(D_{main}, D_{spez}) \times (D_{main}/2 + d_{dist} + D_{spez}/2) / (D_{main} + D_{spez}) = 25$ mm

Altezza utile da baricentro barre a trazione:	$d = h_c - C_{nom,eff} - \Delta X_D = 1375$ mm
Distanza baric. barre da superficie appoggio plinto:	$d_1 = C_{nom,eff} + \Delta X_D = 125$ mm

Nodo N-1 - reazioni vincolari interne convenzionali

Fattore di riduzione di tensione - cl.6.5.2(2):	$\nu' = 0.89$
Tensioni nei nodi compressi, cl.6.5.4.(4)a:	$\sigma_{1Rd} = k_1 \times \nu' \times f_{cd} = 14.09$ N/mm ²
Larghezza reazione biella compressa verticale:	$X1 = F_{Ed} / (\sigma_{1Rd} \times b_w) = 176.1$ mm
Semilarghezza reazione biella verticale per N-1:	$X1 / 2 = 88.05$ mm
Equilibrio momenti rispetto al polo A:	$M_a = F_c \times (d - Y1 / 2) = F_{Ed} \times (a_c + X1 / 2) + H_{Ed} \times d_1$
Sostituzione della funzione:	$F_c = Y1 \times \sigma_{1Rd} \times b_w$
Costanti dell'equazione quadratica (equilibrio momenti):	$C1 = b_w \times \sigma_{1Rd}$ $C2 = 2 \times b_w \times \sigma_{1Rd} \times d$ $C3 = 2 \times F_{Ed} \times (a_c + X1 / 2) + 2 \times H_{Ed} \times d_1$
Risolvendo su Y1 (altezza del vincolo interno):	$Y1 = - (C2 + (C2^2 - 4 \times C1 \times C3)^{1/2}) / (2 \times C1) = 80.9$ mm
Altezza verticale dell'impronta vincolare in N-1:	$Y1 / 2 = 40.1$ mm

Angolo di inclinazione della biella convenzionale compressa

$$\theta = \text{atan}((d - Y1 / 2) / (a_c + X1 / 2)) = 66.2^\circ$$

$$\tan(\theta) = 2.27$$

NOTA - L'angolo θ rientra nel limite $1.00 \leq \tan(\theta) \leq 2.50$

10.9.7 BRACCIO DI LEVA A FLESSIONE (MODELLO "TIRANTE-PUNTONO")

Braccio di leva interno:	$z = d - Y1 / 2 = 1335$ mm
--------------------------	----------------------------

Verifica tensione di compressione della biella compressa nel nodo N-2

Reazione vincolare interna orizzontale in N-1:	$F_c = Y1 \times b_w \times \sigma_{1Rd} = 455.1$ kN
Forza vincolare lungo la biella compressa:	$F_{str} = F_c \times \cos(\theta) + F_{Ed} \times \sin(\theta) = 906.0$ kN
Secondo Fig.6.27 in EC2, si ha:	$u = 2 \times (C_{nom,eff} + \Delta X_D) = 250$ mm
Larghezza della biella compressa - Fig.6.27, EC2:	$a_2 = a_1 \times \sin(\theta) + u \times \cos(\theta) = 466$ mm
Tensione nella biella convenzionale compressa:	$\sigma_{str} = F_{str} / (a_2 \times b_w) = 4.87$ N/mm ²
Tensione di sicurezza - cl.6.5.4(4) b):	$\sigma_{2Rd} = k_3 \times \nu' \times f_{cd} = 10.57$ N/mm ²

PROGETTAZIONE ATI:

OK - La tensione nella biella di cls rientra nel limite massimo

Verifica a schiacciamento biella convenzionale compressa

Altezza plinto di fondazione nella sezione per F_{Ed} : $h_a = h_c = 1500$ mm
 Distanza effettiva barre nella sezione per F_{Ed} : $d_a = h_a - (c_{nom,eff} + \Delta x_D) = 1375$ mm
 Compressione assiale per sforzo normale nel cls: $\sigma_{cp} = -H_{Ed} / (b_w \times h_a) = -0.34$ N/mm²
 Coefficiente di compressione - cl.6.2.3(3): $\alpha_{cw} = 1.000$
 Fattore di riduzione resistenza a taglio: $\nu_1 = 0.6 \times [1 - f_{ck} / 250 \text{ N/mm}^2] = 0.533$
 Forza vincolare lungo la biella compressa: $F_{str} = F_c \times \cos(\theta) + F_{Ed} \times \sin(\theta) = 906.0$ kN
 Massima resistenza a schiacciamento - cl.6.2.3(2): $V_{Rd,max} = \alpha_{cw} \times b_w \times z \times \nu_1 \times f_{cd} / (\cot(\theta) + \tan(\theta)) = 1663$ kN

OK - La forza di compressione nella biella è minore del limite a schiacciamento

Forza di trazione nelle barre portanti (modello tirante-puntone)

Dall'equilibrio alla traslazione orizzontale: $F_t = F_c + H_{Ed} = 656.1$ kN
 Controllo quantitative armature a trazione (tirante)
 Quantitativo minimo di area di barre a trazione: $A_{s,main,min} = F_t / f_{yd} = 1676.6$ mm²
 Quantitativo di armatura effettiva disposta: $A_{s,main} = N_{main} \times \pi \times D_{main}^2 / 4 + N_{spez} \times \pi \times D_{spez}^2 / 4 = 3917$ mm²
 Rapporto quantitativi di armatura (portante): $R_{steel} = A_{s,main,min} / A_{s,main} = 0.43$

OK - Quantitativo di armatura tesa disposta sufficiente

Verifica massimi interessi armature diffuse - EC2 p.to 9.3.1.1(3)

Altezza (costante) della soletta di fondazione: $h_c = 1500$ mm
 Passo massimo armature diffuse principali: $s_{max,slabs,p} = \min(2 \times h_c, 250 \text{ mm}) = 250$ mm
 Passo massimo armature diffuse secondarie: $s_{max,slabs,s} = \min(3 \times h_c, 400 \text{ mm}) = 400$ mm
 Interasse barre longitudinali (filanti) a trazione: $i_{main} = 100$ mm
 Interasse barre longitudinali secondarie: $i_{rip} = 100$ mm

OK - Massimi interessi armature diffuse rispettati

Riepilogo armature disposte (diffuse e concentrate)

Diametro armatura diffusa portante: $\phi_{main} = 25$ mm
 interasse armature diffusa portante: $i_{main} = 100$ mm
 Diametro armatura diffusa secondaria: $\phi_{main,rip} = 25$ mm (ripartitori)
 Interasse armatura diffusa secondaria: $i_{rip} = 100$ mm (interasse ripartitori)

Diametro distanziatori (strati armature aggiuntive): $d_{dist} = \phi_{spez} = 25$ mm
 Diametro barre portanti aggiuntive (spezzoni): $\phi_{spez} = 25$ mm
 Interasse barre portanti aggiuntive (spezzoni): $i_{spez} = 100$ mm
 Numero spezzoni da calcolo (effettivi reagenti): $N_{spez} = 3.9$ (per palo)
 Numero spezzoni aggiuntivi disposti (singolo palo): $N_{spez,eff} = 4\phi 25$

10.10 VERIFICA ELEMENTO PARAGHIAIA

10.10.1 MODELLO DI CALCOLO

Per la spinta statica del terrapieno - come indicato in "Progettazione e costruzione di ponti", Mario Paolo Petrangeli, IV edizione, HOEPLI - si accetta l'ipotesi di Rankine di distribuzione triangolare con risultante orizzontale $\sigma_{0,t} = \gamma \lambda_a h$, con $\lambda_a = \tan^2(45^\circ - \varphi/2)$. Per costruzioni stradali si assume $\varphi = 35^\circ$.

10.10.2 DATI E SOLLECITAZIONI DI CARICO

L'ipotesi di spinta orizzontale è a favore di stabilità in quanto in realtà la risultante delle pressioni del terreno è inclinata verso il basso e quindi ha una componente verticale stabilizzante che viene trascurata.

Peso specifico terreni:	$\gamma = 18.00 \text{ kN/m}^3$
Angolo di attrito dei terreni:	$\varphi = 35^\circ$
Coefficiente di Rankine:	$\lambda_a = (\tan(45^\circ - \varphi/2))^2 = 0.271$
Sovraccarico in superficie (caratteristico):	$Q_k = 40.0 \text{ kN/m}^2$
Altezza paraghiaia:	$h = 3.16 \text{ m}$
Spessore muro paraghiaia:	$s = 60 \text{ cm}$
Pressione del sovraccarico sul terrapieno:	$\sigma_{0,p} = \lambda_a \times Q_k = 10.84 \text{ kN/m}^2$
Risultante sovraccarico sul terrapieno (per m lin.): caratteristico orizzontale)	$R_{kp} = \sigma_{0,p} \times h = 34.25 \text{ kN/m}$ (valore)
Momento del sovraccarico (per metro lineare): caratteristico)	$M_{p,k} = R_{kp} \times h/2 = 54.12 \text{ kNm/m}$ (valore)
Pressione terreni allo spiccato del paraghiaia:	$\sigma_{0,t} = \gamma \times \lambda_a \times h = 15.41 \text{ kN/m}^2$
Risultante terreni sul terrapieno (per m lin.): caratteristico orizzontale)	$R_{kt} = \sigma_{0,t} \times h/2 = 24.35 \text{ kN/m}$ (valore)
Momento dei terreni (per metro lineare): caratteristico)	$M_{t,k} = R_{kt} \times h/3 = 25.65 \text{ kNm/m}$ (valore)

Combinazione SLU - terreni - spiccato paraghiaia

Taglio (dovuto alle spinte dei terreni): $V_{Ed,t} = 1.3 \times R_{kt} + 1.5 \times R_{kp} = 83.03 \text{ kN/m}$

Momento flettente (dovuto alla spinta dei terreni): $M_{Ed,t} = 1.3 \times M_{t,k} + 1.5 \times M_{p,k} = 114.53 \text{ kNm/m}$

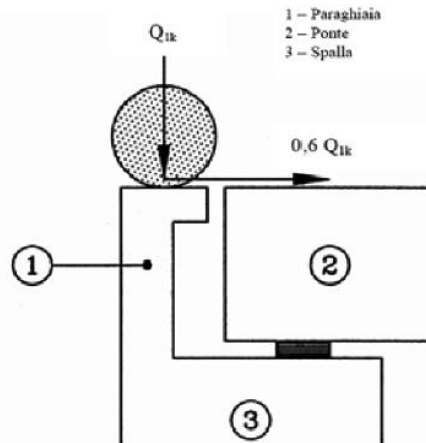


Figura C5.1.1 - Carichi da traffico su muri paraghiaia

Combinazioni di carico

Combinazione SLU - effetto del singolo asse (carichi viaggianti)

Si considera quanto riportato al C5.1.3.3.5 delle NTC2018 (Disposizione dei carichi mobili per realizzare le condizioni di carico più gravose). Si considera che agisca direttamente l'azione frenante di uno dei due carichi (del complessivo 300 kN costituenti il Q_{1k}) ripartita su una larghezza pari all'ingombro tra le due ruote del Q_{1k} aumentata della quantità derivante da una ripartizione a 45° sull'altezza del paraghiaia (in direzione verticale). Per la geometria del paraghiaia in oggetto si individua la:

base collaborante del muro paraghiaia:

$$b = 2 \times h \times \tan(45^\circ) + i_{\text{tandem}} = \mathbf{8.32 \text{ m}}$$

Peso proprio muro paraghiaia (per metro lineare):

$$p_k = s \times h \times (25.00 \text{ kN/m}^3) = \mathbf{47.40 \text{ kN/m}}$$

Valore di progetto SLU (peso muro per metro lin.):

$$p_d = 1.3 \times p_k = \mathbf{61.62 \text{ kN/m}}$$

Carico tandem (singolo asse, NTC2018):

$$Q_{1k} = \mathbf{300 \text{ kN}}$$

da cui i carichi (caratteristici) pari a:

$$Q_{\text{acc},v} = Q_{1k} / b = \mathbf{36.06 \text{ kN/m (verticale)}}$$

$$Q_{\text{acc},h} = 0.60 \times Q_{1k} / b = \mathbf{21.64 \text{ kN/m}}$$

(orizzontale)

Momento flettente allo spiccatto paraghiaia:

$$M_{\text{acc},h,k} = Q_{\text{acc},h} \times h = \mathbf{68.37 \text{ kNm/m}}$$

Azione assiale SLU (per peso proprio paraghiaia):

$$N_{\text{Ed},p} = p_d = \mathbf{61.62 \text{ kN/m}}$$

Taglio SLU (dovuto ai carichi viaggianti):

$$V_{\text{Ed},c} = 1.5 \times Q_{\text{acc},h} = \mathbf{32.46 \text{ kN/m (orizzontale)}}$$

Momento flettente SLU (per carichi viaggianti):

$$M_{\text{acc},h} = 1.35 \times M_{\text{acc},h,k} = \mathbf{92.30 \text{ kNm/m}}$$

Combinazioni di carico, riferite a $b_w = 1 \text{ m}$ di larghezza di muro

Combinazione di carico SLU

Azione assiale (compressione):

$$N_{\text{Ed},\text{SLU}} = N_{\text{Ed},p} + 0.9 \times Q_{\text{acc},v} = \mathbf{94.07 \text{ kN}}$$

Taglio longitudinale:

$$V_{\text{Ed},\text{SLU}} = V_{\text{Ed},t} + V_{\text{Ed},c} = \mathbf{115.49 \text{ kN}}$$

Momento flettente:

$$M_{\text{Ed},\text{SLU}} = M_{\text{Ed},t} + M_{\text{acc},h} = \mathbf{206.8 \text{ kNm}}$$

Combinazione di carico SLE-rara

Azione assiale (compressione):	$N_{Ed,rara} = p_k + 1.00 \times Q_{acc,v} = \mathbf{83.46 \text{ kN}}$
Taglio longitudinale:	$V_{Ed,rara} = 1.0 \times R_{kt} + 1.0 \times R_{kp} + 1.00 \times Q_{acc,h} = \mathbf{80.24 \text{ kN}}$
Momento flettente:	$M_{Ed,rara} = 1.0 \times M_{t,k} + 1.0 \times M_{p,k} + 1.00 \times M_{acc,h,k} = \mathbf{92.30 \text{ kNm}}$

Combinazione di carico SLE-frequente

Azione assiale (compressione):	$N_{Ed,freq} = (p_k + 0.75 \times Q_{acc,v}) \times 1m = \mathbf{74.45 \text{ kN}}$
Taglio longitudinale:	$V_{Ed,freq} = (1.0 \times R_{kt} + 1.0 \times R_{kp} + 0.75 \times Q_{acc,h}) \times 1m = \mathbf{74.83 \text{ kN}}$
Momento flettente:	$M_{Ed,freq} = (1.0 \times M_{t,k} + 1.0 \times M_{p,k} + 0.75 \times M_{acc,h,k}) \times 1m = \mathbf{149.0 \text{ kNm}}$

Combinazione di carico SLE-quasi permanente

Azione assiale (compressione):	$N_{Ed,qperm} = (p_k + 0.0 \times Q_{acc,v}) \times 1m = \mathbf{47.40 \text{ kN}}$
Taglio longitudinale:	$V_{Ed,qperm} = (1.0 \times R_{kt} + 1.0 \times R_{kp} + 0.0 \times Q_{acc,h}) \times 1m = \mathbf{58.60 \text{ kN}}$
Momento flettente:	$M_{Ed,qperm} = (1.0 \times M_{t,k} + 1.0 \times M_{p,k} + 0.0 \times M_{acc,h,k}) \times 1m = \mathbf{79.77 \text{ kNm}}$

10.10.3 VERIFICA ARMATURE VERTICALI, VERIFICA A TAGLIO

Verifica armature paraghiaia

Nota: per semplicità e sicurezza nelle verifiche delle armature del paraghiaia, verrà trascurata la compressione assiale.

Normative di riferimento per le verifiche della sezione in c.a.

D.M. 17/01/2018 – da par. 4.1.2 a par. 4.1.2.3.5.2 (di seguito indicata come NTC2018)

UNI EN 1992-1-1 – da p.to 3.1.6 a p.to 6.2.3 (di seguito indicata come EC2).

Nota: nelle computo delle verifiche di resistenza allo stato limite e a quelle di verifica allo stato limite di esercizio, si sono seguite le indicazioni riportate nelle NTC2018. Laddove le NTC2018 rimandano direttamente al corpo normativo degli Eurocodici Strutturali (CEN/TC 250), si sono seguite nel dettaglio le indicazioni riportate nel corpo degli Eurocodici (versione UNI EN e relativi annessi nazionali italiani).

Dati della sezione a verifica, sollecitazioni, valori limite

Forma della sezione (equivalente) a verifica:	rettangolare
Elemento strutturale a verifica:	(elemento strutturale)
Tipo di elemento a verifica:	"piastra"
Larghezza sezione:	$b = \mathbf{1000 \text{ mm}}$
Altezza sezione:	$h = \mathbf{600 \text{ mm}}$
Copriferro nominale (barre longit. portanti) delle armature più esterne)	$c_{nom} = \mathbf{83 \text{ mm}}$ (in questo calcolo, non inteso)
Armatura longitudinale disposta (tesa):	$A_s = \mathbf{5\phi22}$ (correnti) + $\mathbf{0\phi22}$ (spezzoni)
Armatura longitudinale disposta (compressa):	$A_{s2} = \mathbf{5\phi22}$ (correnti) + $\mathbf{0\phi22}$ (spezzoni)
Armatura di cucitura a taglio disposta:	non necessarie

Sollecitazione di progetto flettente (SLU/SLV): $M_{Ed} = \mathbf{206.8 \text{ kNm}}$

PROGETTAZIONE ATI:

Sollecitazione di progetto a taglio (SLU/SLV)	$V_{Ed} = 115.49$ kN
Sollecitazione flettente (comb. quasi-permanente):	$M_{QP} = 79.77$ kNm
Sollecitazione flettente (comb. frequente):	$M_{FR} = 149.0$ kNm
Sollecitazione flettente (comb. rara):	$M_{RA} = 92.30$ kNm
Limite max aperture fessure per comb. QP:	$W_{k,max_QP} = 0.20$ mm (NTC2018, eq. 4.1.2.2.4)
Limite max aperture fessure per comb. FR:	$W_{k,max_FR} = 0.30$ mm (NTC2018, eq. 4.1.2.2.4)
Resistenza a compressione cls (comb. rara):	$\sigma_{c,rara} = 0.60 \times f_{ck} = 19.20$ N/mm ² (NTC2018, eq. 4.1.15)
Resistenza a compressione cls (comb. quasi perm.):	$\sigma_{c,Qperm} = 0.45 \times f_{ck} = 14.40$ N/mm ² (NTC2018, eq. 4.1.16)
Massima tensione dell'acciaio (comb. rara):	$\sigma_{s,max} = 0.8 \times f_{yk} = 360.0$ N/mm ² (NTC2018, eq. 4.1.17).

Riassunto degli esiti delle verifiche

Di seguito, si riportano tutti gli esiti delle verifiche SLU, SLE relativi alla sezione strutturale a verifica (valori positivi minori o uguali all'unità indicano esiti positivi delle verifiche).

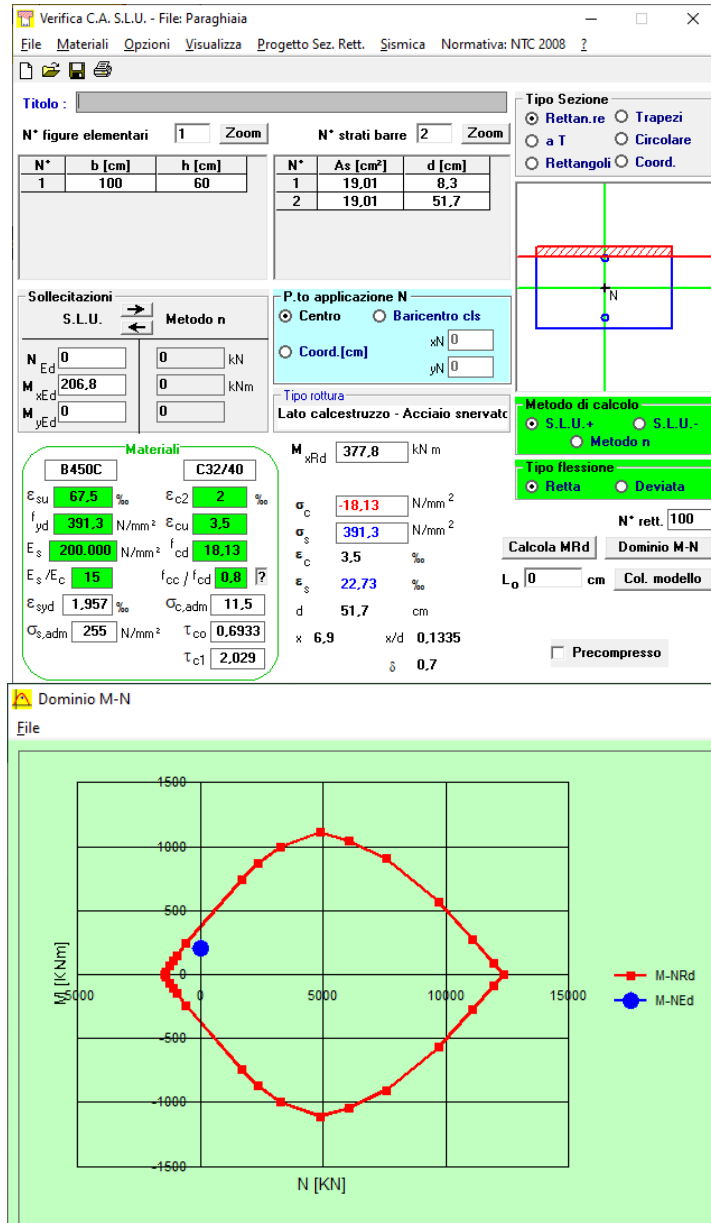
Più avanti, tutte le verifiche sono riportate nel dettaglio secondo le disposizioni delle NTC2018 e degli Eurocodici Strutturali (CEN/TC 250) e relativi annessi nazionali.

Verifiche SLU/SLV		Verifiche SLE (fessurazione)		Verifiche SLE (massime tensioni)		
M_{Ed} / M_{Rd}	$V_{Ed} / V_{Rd,cls}$	$W_{QP} / W_{QP,max}$	$W_{FR} / W_{FR,max}$	$\sigma_{s,RA} / \sigma_{s,max}$	$\sigma_{c,QP} / \sigma_{c,Qperm}$	$\sigma_{c,RA} / \sigma_{c,rara}$
0.55	0.50	0.75	0.93	0.29	0.15	0.13

Nota bene: Il pedice “s” sta per “acciaio” in trazione, il pedice “c” sta per calcestruzzo maggiormente compresso. Valori maggiori di uno per il rapporto $V_{Ed} / V_{Rd,cls}$ indicano che è necessario predisporre un'apposita armatura di cucitura al taglio.

Caratteristiche di resistenza del calcestruzzo – EC2 tab. 3.1 – NTC2018 cap. 11, tab. 4.1.1

Resistenza cilindrica cls:	$f_{ck} = 32$ N/mm ²
Resistenza cubica cls:	$f_{ck,cube} = 40$ N/mm ²
Classe di resistenza cls:	C32/40 (NTC2018, tab. 4.1.1)
Resistenza di calcolo a trazione (cls):	$f_{ctd} = \alpha_{ct} \times f_{ctk, 0.05} / \gamma_c = 1.41$ N/mm ² (da NTC2018, eq. 4.1.4)
Resistenza di calcolo a compressione (cls):	$f_{cd} = \alpha_{cc} \times f_{ck} / \gamma_c = 18.13$ N/mm ² (NTC2018, eq. 4.1.3)
Coefficiente per condizione di aderenza:	$\eta_1 = 0.7$ (considerata “bassa aderenza”, EC2 p.to 8.4.2)
Coefficiente per diametro delle barre armatura:	$\eta_2 = 1.0$ (per diametri minori di 32 mm)
Tensione ultima di aderenza (barre nervate):	$f_{bd} = 2.25 \times \eta_1 \times \eta_2 \times f_{ctd} = 2.22$ N/mm ² (EC2 eq. 8.2, NTC2018 eqq. 4.1.6, 4.1.7)

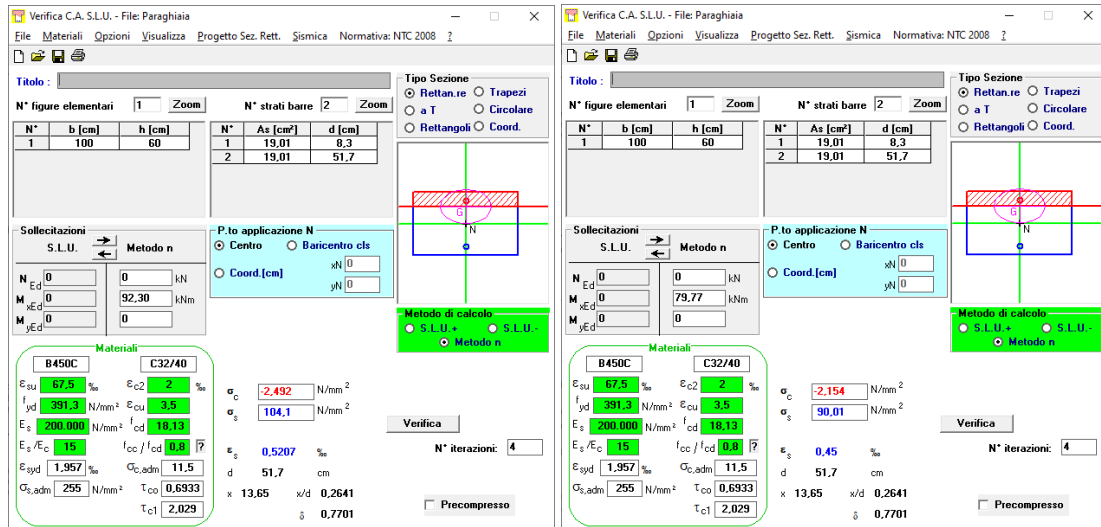


La verifica risulta soddisfatta $M_{Rd}=377.8$ kNm. $FS=1.83$

Verifica allo stato limite di esercizio, limitazione delle tensioni (EC2 p.to 7.2, NTC2018 p.to 4.1.2.2.5)

$$M_{Ed,rara} = 92.30 \text{ kNm}$$

$$M_{Ed,qperm} = 79.77 \text{ kNm}$$



$$\sigma_{s,RA} = 104.1 \text{ N/mm}^2;$$

$$\sigma_{c,RA} = 2.492 \text{ N/mm}^2;$$

$$\sigma_{c,QP} = 2.154 \text{ N/mm}^2;$$

Risulta, quindi:

$$\sigma_{s,RA} / \sigma_{s,max} = 0.289 \leq 0,3 \text{ mm}$$

$$\sigma_{c,QP} / \sigma_{c,Qperm} = 0.150 \leq 0,2 \text{ mm}$$

$$\sigma_{c,RA} / \sigma_{c,rara} = 0.130 \leq 0,3 \text{ mm}$$

OK - Verifica allo stato limite di esercizio delle tensioni verificato

Verifica allo stato limite di fessurazione (EC2 p.to 7.3.4, NTC2018 p.to 4.1.2.2.4)

Max apertura fessure (comb. quasi-permanente): $W_{k,max_QP} = 0.20$ mm (NTC2018 p.to 4.1.2.2.4)

Max apertura fessure (comb. frequente): $W_{k,max_FR} = 0.30$ mm (NTC2018 p.to 4.1.2.2.4)

STATO LIMITE DI APERTURA DELLE FESSURE - Rif. UNI EN 1992-1-1: 2005 Par.7.3	
Geometria della sezione	
Altezza della sezione	$h = 600$ [mm]
Larghezza della sezione	$b = 1000$ [mm]
Altezza utile della sezione	$d = 517$ [mm]
Distanza tra asse armatura e lembo compresso	$d' = 83$ [mm]
Ricoprimento dell'armatura	$c = 50$ [mm]
Armatura tesa ordinaria	
Numero di ferri tesi presenti nella sezione	$n_{t,1} = 5$ [-]
Diametro dei ferri tesi presenti nella sezione	$\phi_{t,1} = 22$ [mm]
Area dei ferri tesi presenti nella sezione	$A_{st,1} = 1901$ [mm ²]
Armatura tesa di infittimento	
Numero di ferri tesi presenti nella sezione	$n_{t,2} = 0$ [-]
Diametro dei ferri tesi presenti nella sezione	$\phi_{t,2} = 22$ [mm]
Area dei ferri tesi presenti nella sezione	$A_{st,2} = 0$ [mm ²]
Caratteristiche dei materiali	
Resistenza caratteristica cilindrica dal calcestruzzo	$f_{ck} = 32$ [MPa]
Resistenza a trazione media del calcestruzzo	$f_{ctm} = 3.0$ [MPa]
Modulo di elasticità del calcestruzzo	$E_{cm} = 33346$ [MPa]
Resistenza a snervamento dell'acciaio	$f_{yk} = 450$ [MPa]
Modulo di elasticità dell'acciaio	$E_s = 200000$ [MPa]
DETERMINAZIONE DELL'AMPIEZZA DELLE FESSURE	
Tensione nell'armatura tesa considerando la sezione fessurata	$\sigma_s = 90.01$ [MPa]
Asse neutro della sezione	$X = 13.65$ [mm]
Tipo e durata dei carichi applicati	Lunga
Coefficiente di omogeneizzazione	$\alpha_0 = 6.00$ [-]
Area totale delle armature presenti nella zona tesa	$A_s = 1901$ [mm ²]
Area efficace tesa di calcestruzzo	$A_{c,eff,1} = 207500$ [mm ²]
	$A_{c,eff,2} = 195450$ [mm ²]
	$A_{c,eff,3} = 300000$ [mm ²]
	$A_{c,eff,min} = 195450$ [mm ²]
Rapporto tra l'area di acciaio teso e quella di calcestruzzo teso	$\rho_{s,eff} = 0.00972$ [-]
Resistenza efficace media del calcestruzzo	$f_{ct,eff} = 3.0$ [MPa]
Fattore di durata del carico	$k_f = 0.4$ [-]
Differenza tra la deformazione nell'acciaio e nel cls	$[\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm}]_{min} = 0.000270$ [-]
	$[\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm}]_{calc.} = -0.000208$ [-]
	$[\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm}] = 0.000270$ [-]
Spaziatura tra le barre (calcolata tra i baricentri dei ferri)	$s = 200$ [mm]
Diametro equivalente delle barre	$\phi_{eq} = 22.00$ [mm]
Spaziatura massima di riferimento	$s_{max,ref} = 305$ [mm]
Coefficienti k per il calcolo dell'ampiezza di fessurazione	$k_1 = 0.800$ [-]
	$k_2 = 0.500$ [-]
	$k_3 = 3.400$ [-]
	$k_4 = 0.425$ [-]
Distanza massima tra le fessure	$s_{r,max,1} = 555$ [mm]
	$s_{r,max,2} = 762$ [mm]
	$s_{r,max} = 555$ [mm]
Ampiezza limite delle fessure per la combinazione di calcolo pertinente	$W_{k,lim} = 0.20$ [mm]
Ampiezza delle fessure (di calcolo)	$w_k = 0.15$ [mm]

$$W_{k_QP} = 0.15 \text{ mm}$$

$$w_{k_QP} = W_{k_QP} / W_{k,max_QP} = 0.75$$

Risulta, per combinazione quasi-permanente: $W_{k_QP} \leq W_{k,max_QP}$;

Verifica allo stato limite di fessurazione per comb. quasi-permanente, OK

Ampiezza caratteristica fessurazioni, in combinazione frequente (EC2, eq.7.8):

STATO LIMITE DI APERTURA DELLE FESSURE - Rif. UNI EN 1992-1-1: 2005 Par.7.3	
Geometria della sezione	
Altezza della sezione	h = 600 [mm]
Larghezza della sezione	b = 1000 [mm]
Altezza utile della sezione	d = 517 [mm]
Distanza tra asse armatura e lembo compresso	c = 83 [mm]
Ricoprimento dell'armatura	c' = 50 [mm]
Armatura tesa ordinaria	
Numero di ferri tesi presenti nella sezione	n _{t,1} = 5 [-]
Diametro dei ferri tesi presenti nella sezione	φ _{t,1} = 22 [mm]
Area dei ferri tesi presenti nella sezione	A _{st,1} = 1901 [mm ²]
Armatura tesa di infittimento	
Numero di ferri tesi presenti nella sezione	n _{t,2} = 0 [-]
Diametro dei ferri tesi presenti nella sezione	φ _{t,2} = 22 [mm]
Area dei ferri tesi presenti nella sezione	A _{st,2} = 0 [mm ²]
Caratteristiche dei materiali	
Resistenza caratteristica cilindrica dal calcestruzzo	f _{ck} = 32 [MPa]
Resistenza a trazione media del calcestruzzo	f _{ctm} = 3.0 [MPa]
Modulo di elasticità del calcestruzzo	E _{cm} = 33346 [MPa]
Resistenza a snervamento dell'acciaio	f _{yk} = 450 [MPa]
Modulo di elasticità dell'acciaio	E _s = 200000 [MPa]
DETERMINAZIONE DELL'AMPIEZZA DELLE FESSURE	
Tensione nell'armatura tesa considerando la sezione fessurata	σ _s = 168.1 [MPa]
Asse neutro della sezione	x = 13.65 [mm]
Tipo e durata dei carichi applicati	
	Lunga
Coefficiente di omogeneizzazione	α ₀ = 6.00 [-]
Area totale delle armature presenti nella zona tesa	A _s = 1901 [mm ²]
Area efficace tesa di calcestruzzo	A _{c,eff,1} = 207500 [mm ²]
	A _{c,eff,2} = 195450 [mm ²]
	A _{c,eff,3} = 300000 [mm ²]
	A _{c,eff,min} = 195450 [mm ²]
Rapporto tra l'area di acciaio teso e quella di calcestruzzo teso	ρ _{p,eff} = 0.00972 [-]
Resistenza efficace media del calcestruzzo	f _{ct,eff} = 3.0 [MPa]
Fattore di durata del carico	k _f = 0.4 [-]
Differenza tra la deformazione nell'acciaio e nel cls	
	[ε _{sm} - ε _{cm}] _{min} = 0.000504 [-]
	[ε _{sm} - ε _{cm}] _{calc.} = 0.000182 [-]
	[ε_{sm} - ε_{cm}] = 0.000504 [-]
Spaziatura tra le barre (calcolata tra i baricentri dei ferri)	
	s = 200 [mm]
Diametro equivalente delle barre	φ _{eq} = 22.00 [mm]
Spaziatura massima di riferimento	s _{max,ref} = 305 [mm]
Coefficienti k per il calcolo dell'ampiezza di fessurazione	
	k ₁ = 0.800 [-]
	k ₂ = 0.500 [-]
	k ₃ = 3.400 [-]
	k ₄ = 0.425 [-]
Distanza massima tra le fessure	
	s _{r,max,1} = 555 [mm]
	s _{r,max,2} = 762 [mm]
	s_{r,max} = 555 [mm]
Ampiezza limite delle fessure per la combinazione di calcolo pertinente	
	w _{k,lim} = 0.30 [mm]
Ampiezza delle fessure (di calcolo)	
	w_k = 0.28 [mm]

$$w_{k,FR} = 0.28 \text{ mm}$$

$$w_{k,FR} = w_{k,FR} / w_{k,max,FR} = 0.93$$

Risulta, per combinazione frequente: $w_k \leq w_{k,max,FR}$
Verifica allo stato limite di fessurazione per comb. frequente, OK

Resistenza sezione al taglio in assenza di apposite armature di cucitura (EC2 p.to 6.2.2, NTC2018 p.to 4.1.2.3.5.1)

$f_{ck} =$	32 Mpa	
$\gamma_c =$	1.5	
$f_{cd} =$	18.13 Mpa	
$H =$	600 mm	
$b_w =$	1000 mm	
$d =$	517 mm	
$A_c = b_w H =$	600,000 mm ²	
$k =$	1.622	
$v_{min} =$	0.409	
$A_{sl} =$	19.01	cmq/tesi
$\rho_{sl} =$	0.0037	
$\sigma_{cp} = N_{Ed}/A_c =$	0.000 Mpa	
$[0,035k^{3/2}f_{ck}^{1/2}]b_w d =$	211,445 N =	211.45 kN
$(v_{min} + 0,15\sigma_{cp})b_w d =$	211,445 N =	211.45 kN
$V_{Rd} =$ (eq. 6.2.a - E.C.2)	228,873 N =	228.87 kN

Per la sezione in oggetto risulta quindi che $V_{Ed} / V_{Rd} = 115.5 / 228.87 = 0.50 <= 1$

OK - Non necessarie apposite armature di cucitura a taglio

10.11 VERIFICA ELEMENTI MURI DI RISVOLTO

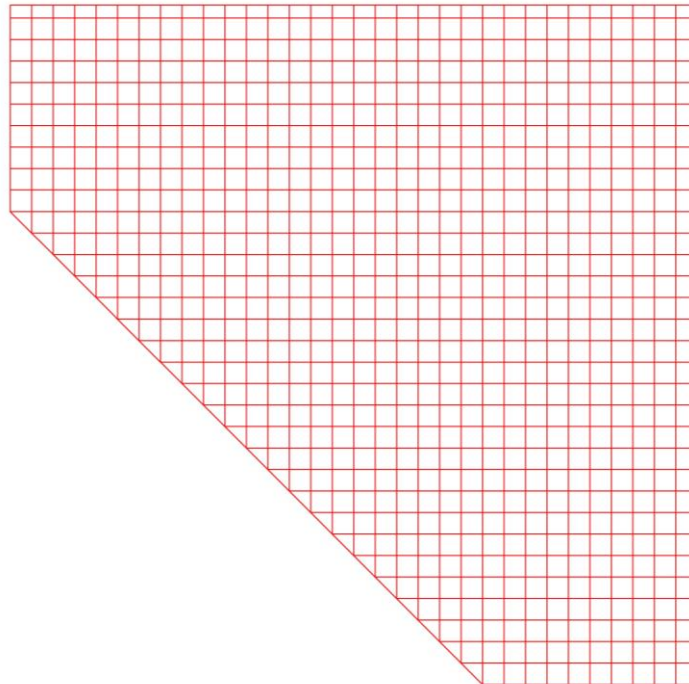
10.11.1 MODELLO DI CALCOLO ADOTTATO

I muri di risvolto sono schematizzati come piastre libere sui due lati e vincolate lungo gli altri due alla fondazione e al muro frontale. Generalmente, la rigidità della fondazione è maggiore di quella dei muri di risvolto che quindi sono stati considerati incastrati alla base. Per la spinta statica del terrapieno su parti strutturali di contenimento fondate su pali, si accetta l'ipotesi di spinta "a riposo", con distribuzione triangolare con risultante orizzontale $\sigma_{0,t} = \gamma \lambda_0 h$, con $\lambda_0 = 1 - \sin \varphi$. Qui, in questo caso, si assume $\varphi = 35^\circ$.

L'ipotesi di spinta orizzontale è a favore di stabilità in quanto in realtà la risultante delle pressioni del terreno è inclinata verso il basso e quindi ha una componente verticale stabilizzante (compressione) che viene trascurata.

10.11.2 DATI GEOMETRICI E DI CARICO

Peso specifico terreni:	$\gamma = 18.00 \text{ kN/m}^3$
Angolo di attrito dei terreni:	$\varphi = 35^\circ$
Coefficiente di spinta "a riposo":	$\lambda_a = 1 - \sin(\varphi) = 0.43$
Sovraccarico in superficie (caratteristico):	$Q_k = 40.0 \text{ kN/m}^2$
Altezza muri di risvolto (dir. y-y):	$h = 3.16 \text{ m}$
Larghezza muro di risvolto (dir. x-x):	$b = 1.0 \text{ m}$
Spessore muro di risvolto:	$s = 40 \text{ cm}$



Valore del coefficiente sismico orizzontale:
 Valore dell'incremento sismico (formula di Wood):
 Pressione del sovraccarico sul terrapieno:
 Risultante sovraccarico sul terrapieno (per m lin.):
 caratteristico orizzontale)
 Pressione terreni allo spiccato del muro di risvolto:
 Risultante terreni sul terrapieno (per m lin.):
 caratteristico orizzontale)

$$k_h = 0.265 \text{ (NTC2018, eq. 7.11.3, 7.11.5)}$$

$$\sigma_{W,SLV} = k_h \times h \times \gamma = 15.07 \text{ kN/m}^2$$

$$\sigma_{0,p} = \lambda_a \times Q_k = 17.20 \text{ kN/m}^2$$

$$R_{kp} = \sigma_{0,p} \times h = 54.35 \text{ kN/m (valore caratteristico orizzontale)}$$

$$\sigma_{0,t} = \gamma \times \lambda_a \times h = 24.46 \text{ kN/m}^2$$

$$R_{kt} = \sigma_{0,t} \times h/2 = 38.64 \text{ kN/m (valore caratteristico orizzontale)}$$

PROGETTAZIONE ATI:

NOTA: Momento x-x per armature ferri orizzontali (interni/esterni), momento y-y per armature ferri verticali (interni/esterni).

Sollecitazioni taglianti e flettenti

Carichi e sollecitazioni per combinazione SLV

Massima pressione allo spiccato (triangolare):	$q_{SLV,t} = 1.0 \times \sigma_{0,t} = 24.46 \text{ kN/m}^2$
Massima pressione allo spiccato (costante):	$q_{SLV,c} = 1.0 \times \sigma_{w,SLV} = 15.07 \text{ kN/m}^2$
Sollecitazione flettente inflessione piano x-x:	$M_{Ed,SLV,x} = 282 \text{ kNm/m}$
Sollecitazione flettente inflessione piano y-y:	$M_{Ed,SLV,y} = 169 \text{ kNm/m}$
Sollecitazione di taglio su sez. x-x:	$V_{Ed,SLV,x} = 17 \text{ kN/m}$
Sollecitazione di taglio su sez. y-y:	$V_{Ed,SLV,y} = 382 \text{ kN/m}$

Carichi e sollecitazioni per combinazione SLU

Massima pressione allo spiccato (triangolare):	$q_{SLU,t} = 1.3 \times \sigma_{0,t} = 31.79 \text{ kN/m}^2$
Massima pressione allo spiccato (costante):	$q_{SLU,c} = 1.5 \times \sigma_{0,p} = 25.80 \text{ kN/m}^2$
Sollecitazione flettente inflessione piano x-x:	$M_{Ed,SLU,x} = 388 \text{ kNm/m}$
Sollecitazione flettente inflessione piano y-y:	$M_{Ed,SLU,y} = 229 \text{ kNm/m}$
Sollecitazione di taglio su sez. x-x:	$V_{Ed,SLU,x} = 79 \text{ kN/m}$
Sollecitazione di taglio su sez. y-y:	$V_{Ed,SLU,y} = 512 \text{ kN/m}$

Carichi e sollecitazioni per combinazione SLU-ECC

Massima pressione allo spiccato (triangolare):	$q_{SLV,t} = 1.0 \times \sigma_{0,t} = 24.46 \text{ kN/m}^2$
Massima pressione allo spiccato (costante):	$q_{SLV,c} = 1.0 \times \sigma_{w,SLV} = 15.07 \text{ kN/m}^2$
Sollecitazione flettente inflessione piano x-x:	$M_{Ed,SLU,x} = 447 \text{ kNm/m}$
Sollecitazione flettente inflessione piano y-y:	$M_{Ed,SLU,y} = 200 \text{ kNm/m}$
Sollecitazione di taglio su sez. x-x:	$V_{Ed,SLU,x} = 46 \text{ kN/m}$
Sollecitazione di taglio su sez. y-y:	$V_{Ed,SLU,y} = 392 \text{ kN/m}$

Carichi e sollecitazioni per combinazione SLE-rara

Massima pressione allo spiccato (triangolare):	$q_{SLE,r,t} = 1.0 \times \sigma_{0,t} = 24.46 \text{ kN/m}^2$
Massima pressione allo spiccato (costante):	$q_{SLE,r,c} = 1.0 \times \sigma_{0,p} = 15.07 \text{ kN/m}^2$
Sollecitazione flettente inflessione piano x-x:	$M_{Ed,SLE,r,x} = 289 \text{ kNm/m}$
Sollecitazione flettente inflessione piano y-y:	$M_{Ed,SLE,r,y} = 172 \text{ kNm/m}$

Carichi e sollecitazioni per combinazione SLE-frequente

Massima pressione allo spiccato (triangolare):	$q_{SLE,f,t} = 1.0 \times \sigma_{0,t} = 24.46 \text{ kN/m}^2$
Massima pressione allo spiccato (costante):	$q_{SLE,f,c} = 0.75 \times \sigma_{0,p} = 12.90 \text{ kN/m}^2$
Sollecitazione flettente inflessione piano x-x:	$M_{Ed,SLE,f,x} = 275 \text{ kNm/m}$
Sollecitazione flettente inflessione piano y-y:	$M_{Ed,SLE,f,y} = 166 \text{ kNm/m}$

Carichi e sollecitazioni per combinazione per SLE-quasi permanente

Massima pressione allo spiccato (triangolare):	$q_{SLE,qp,t} = 1.0 \times \sigma_{0,t} = 24.46 \text{ kN/m}^2$
Massima pressione allo spiccato (costante):	$q_{SLE,qp,c} = 0.0 \times \sigma_{0,p} = 0.00 \text{ kN/m}^2$
Sollecitazione flettente inflessione piano x-x:	$M_{Ed,SLE,qp,x} = 231 \text{ kNm/m}$
Sollecitazione flettente inflessione piano y-y:	$M_{Ed,SLE,qp,y} = 148 \text{ kNm/m}$

10.11.3 VERIFICHE STRUTTURALI: ARMATURE E RESISTENZA A TAGLIO

10.11.3.1 Verifica armature orizzontali

Normative di riferimento per le verifiche della sezione in c.a.

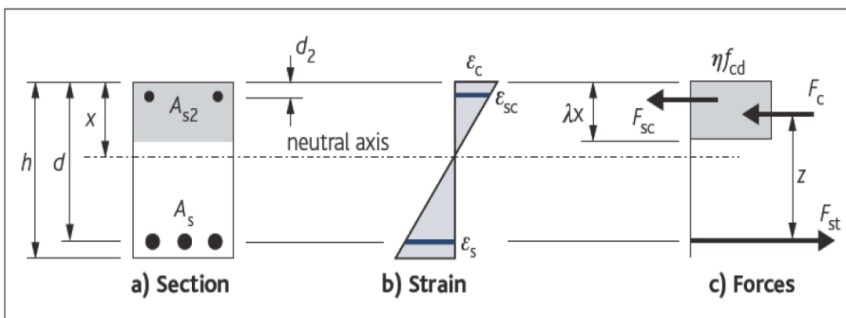
D.M. 17/01/2018 – da par. 4.1.2 a par. 4.1.2.3.5.2 (di seguito indicata come NTC2018)

UNI EN 1992-1-1 – da p.to 3.1.6 a p.to 6.2.3 (di seguito indicata come EC2).

Nota: nelle compute delle verifiche di resistenza allo stato limite e a quelle di verifica allo stato limite di esercizio, si sono seguite le indicazioni riportate nelle NTC2018. Laddove le NTC2018 rimandano direttamente al corpo normativo degli Eurocodici Strutturali (CEN/TC 250), si sono seguite nel dettaglio le indicazioni riportate nel corpo degli Eurocodici (versione UNI EN e relativi annessi nazionali italiani).

Dati della sezione a verifica, sollecitazioni, valori limite

Forma della sezione (equivalente) a verifica:	rettangolare
Elemento strutturale a verifica:	(elemento strutturale)
Tipo di elemento a verifica:	"piastra"
Larghezza sezione:	b = 1000 mm
Altezza sezione:	h = 400 mm
Copriferro nominale (barre longit. portanti): inteso delle armature più esterne)	c_{nom} = 62 mm (in questo calcolo, non
Armatura longitudinale disposta (tesa):	A_s = 10φ24 (correnti) + 0φ24 (spezzoni)
Armatura longitudinale disposta (compressa):	A_{s2} = 10φ24 (correnti) + 0φ24 (spezzoni)



← Schema di calcolo sezione

Sollecitazione di progetto flettente (SLU/SLV/ECC):	M_{Ed} = 447 kNm
Sollecitazione di progetto a taglio (SLU/SLV/ECC):	V_{Ed} = 79 kN
Sollecitazione flettente (comb. quasi-permanente):	M_{QP} = 231 kNm
Sollecitazione flettente (comb. frequente):	M_{FR} = 275 kNm
Sollecitazione flettente (comb. rara):	M_{RA} = 289 kNm
Limite max aperture fessure per comb. QP: 4.1.2.2.4)	w_{k,max_QP} = 0.20 mm (NTC2018, eq.
Limite max aperture fessure per comb. FR: 4.1.2.2.4)	w_{k,max_FR} = 0.30 mm (NTC2018, eq.
Resistenza a compressione cls (comb. rara): eq. 4.1.15)	σ_{c,rara} = 0.60 × f_{ck} = 19.20 N/mm² (NTC2018,
Resistenza a compressione cls (comb. quasi perm.): (NTC2018, eq. 4.1.16)	σ_{c,Qperm} = 0.45 × f_{ck} = 14.40 N/mm²
Massima tensione dell'acciaio (comb. rara): eq. 4.1.17).	σ_{s,max} = 0.8 × f_{yk} = 360.0 N/mm² (NTC2018,

Riassunto degli esiti delle verifiche

Di seguito, si riportano tutti gli esiti delle verifiche SLU, SLE relativi alla sezione strutturale a verifica (valori positivi minori o uguali all'unità indicano esiti positivi delle verifiche).

Più avanti, tutte le verifiche sono riportate nel dettaglio secondo le disposizioni delle NTC2018 e degli Eurocodici Strutturali (CEN/TC 250) e relativi annessi nazionali.

Verifiche SLU/SLV/ ECC		Verifiche SLE (fessurazione)		Verifiche SLE (massime tensioni)		
M_{Ed} / M_{Rd}	$V_{Ed} / V_{Rd,cls}$	$W_{QP} / W_{QP,max}$	$W_{FR} / W_{FR,max}$	$\sigma_{s,RA} / \sigma_{s,max}$	$\sigma_{c,QP} / \sigma_{c,Qperm}$	$\sigma_{c,RA} / \sigma_{c,rara}$
0.856	0.313	0.90	0.76	0.62	0.54	0.51

Nota bene: Il pedice “s” sta per “acciaio” in trazione, il pedice “c” sta per calcestruzzo maggiormente compresso. Valori maggiori di uno per il rapporto $V_{Ed} / V_{Rd,cls}$ indicano che è necessario predisporre un'apposita armatura di cucitura al taglio.

Caratteristiche di resistenza del calcestruzzo – EC2 tab. 3.1 – NTC2018 cap. 11, tab. 4.1.1

Resistenza cilindrica cls:

$$f_{ck} = 32 \text{ N/mm}^2$$

Resistenza cubica cls:

$$f_{ck,cube} = 40 \text{ N/mm}^2$$

Classe di resistenza cls:

C32/40 (NTC2018, tab. 4.1.1)

Resistenza di calcolo a trazione (cls):
NTC2018, eq. 4.1.4)

$$f_{ctd} = \alpha_{ct} \times f_{ctk, 0.05} / \gamma_c = 1.41 \text{ N/mm}^2 \text{ (da$$

Resistenz di calcolo a compressione (cls):
4.1.3)

$$f_{cd} = \alpha_{cc} \times f_{ck} / \gamma_c = 18.13 \text{ N/mm}^2 \text{ (NTC2018, eq.}$$

Coefficiente per condizione di aderenza:
p.to 8.4.2)

$$\eta_1 = 0.7 \text{ (considerata "bassa aderenza", EC2}$$

Coefficiente per diametro delle barre armatura:

$$\eta_2 = 1.0 \text{ (per diametri minori di 32 mm)}$$

Tensione ultima di aderenza (barre nervate):

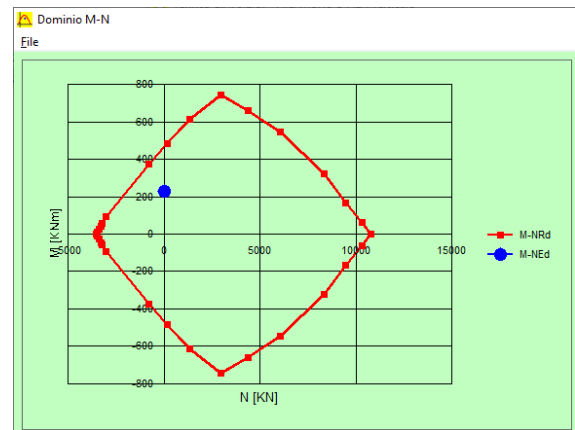
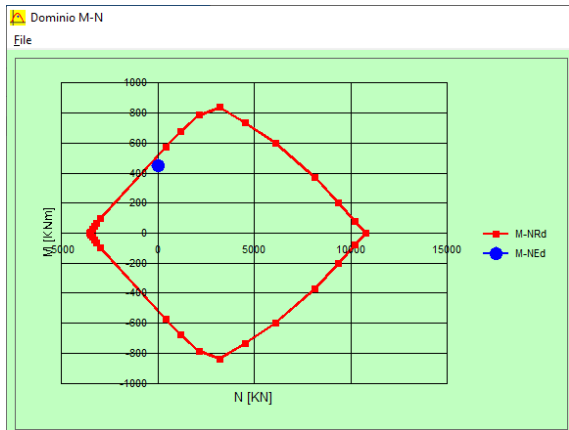
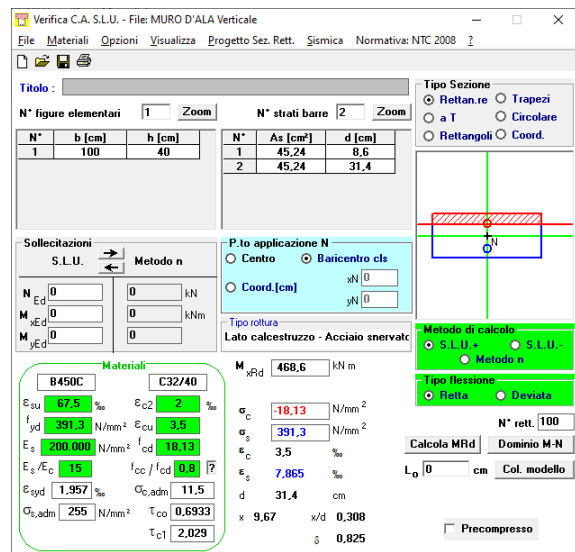
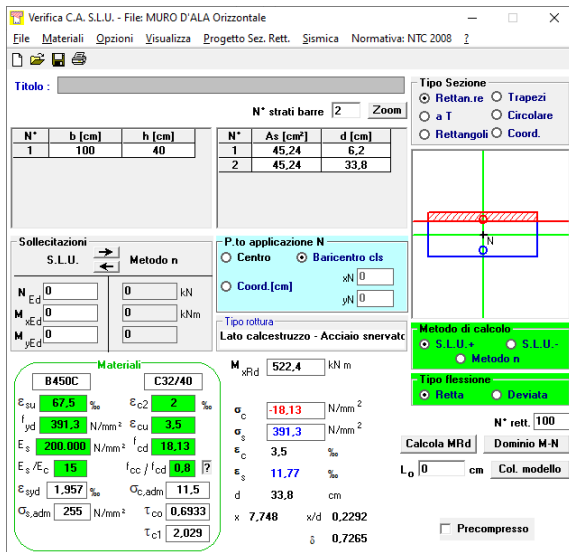
$$f_{bd} = 2.25 \times \eta_1 \times \eta_2 \times f_{ctd} = 2.22 \text{ N/mm}^2$$

(EC2 eq. 8.2, NTC2018 eqq. 4.1.6, 4.1.7)

Diametro armature longitudinali:

$$\phi = 24 \text{ mm (diametro di riferimento, assunto)}$$

Si riportano i momenti resistenti, rispettivamente nelle direzioni orizzontali e verticali.

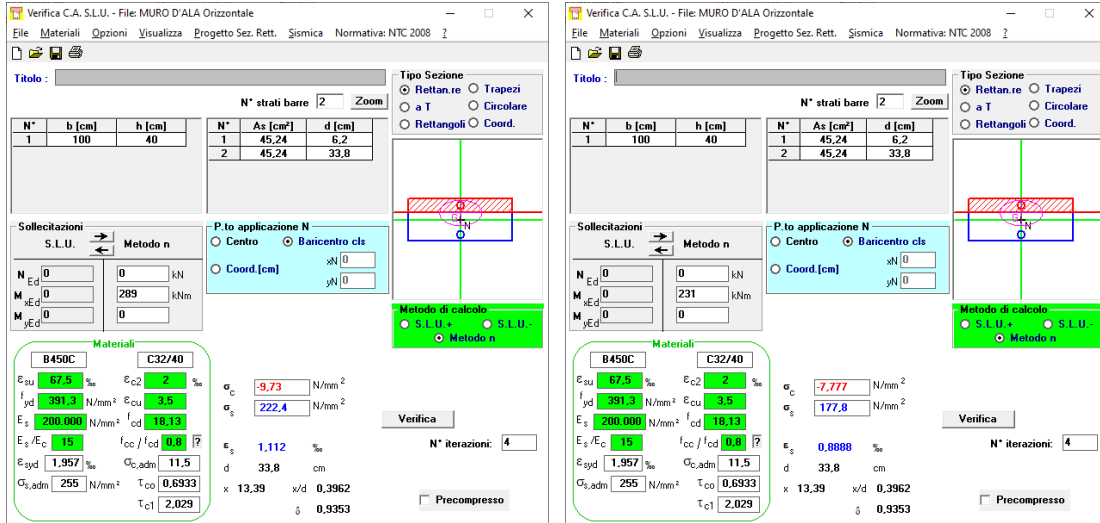


La verifica nella direzione orizzontale risulta soddisfatta $M_{Rd}=522.4 \text{ kNm}$. $FS=1.17$.

Verifica allo stato limite di esercizio, limitazione delle tensioni (EC2 p.to 7.2, NTC2018 p.to 4.1.2.2.5)

- Sollecitazione flettente (comb. quasi-permanente): $M_{QP} = 231 \text{ kNm}$
- Sollecitazione flettente (comb. frequente): $M_{FR} = 275 \text{ kNm}$
- Sollecitazione flettente (comb. rara): $M_{RA} = 289 \text{ kNm}$
- Resistenza a compressione cls (comb. rara): $\sigma_{c,rara} = 0.60 \times f_{ck} = 19.20 \text{ N/mm}^2$ (NTC2018, eq. 4.1.15)
- Resistenza a compressione cls (comb. quasi perm.): $\sigma_{c,Qperm} = 0.45 \times f_{ck} = 14.40 \text{ N/mm}^2$ (NTC2018, eq. 4.1.16)
- Massima tensione dell'acciaio (comb. rara): $\sigma_{s,max} = 0.8 \times f_{yk} = 360.0 \text{ N/mm}^2$ (NTC2018, eq. 4.1.17)
- Altezza utile sezione inflessa: $h = 400 \text{ mm}$
- Larghezza sezione inflessa: $b = 1000 \text{ mm}$
- Distanza baricentro armature compresse da lembo estremo compresso: $d_2 = 62 \text{ mm}$
- Armatura superiore compressa (presente): $A_f' = A_{s2,prov} = 4524 \text{ mm}^2$
- Armatura inferiore tesa (presente): $A_f = A_{s,prov} = 4524 \text{ mm}^2$

PROGETTAZIONE ATI:



$$\sigma_{s,RA} = 222.4 \text{ N/mm}^2;$$

$$\sigma_{c,QP} = 7.78 \text{ N/mm}^2;$$

$$\sigma_{c,RA} = 9.73 \text{ N/mm}^2;$$

Risulta, quindi:

$$\sigma_{s_RA} = \sigma_{s,RA} / \sigma_{s,max} = 0.62; " \leq 1 "$$

$$\sigma_{_QP} = \sigma_{c,QP} / \sigma_{c,Qperm} = 0.54; " \leq 1 "$$

$$\sigma_{c_RA} = \sigma_{c,RA} / \sigma_{c,rara} = 0.51; " \leq 1 "$$

OK - Verifica allo stato limite di esercizio delle tensioni verificato
Verifica allo stato limite di fessurazione (EC2 p.to 7.3.4, NTC2018 p.to 4.1.2.2.4)

Max apertura fessure (comb. quasi-permanente): $W_{k,max_QP} = 0.20 \text{ mm}$ (NTC2018 p.to 4.1.2.2.4)
Max apertura fessure (comb. frequente): $W_{k,max_FR} = 0.30 \text{ mm}$ (NTC2018 p.to 4.1.2.2.4)

Sollecitazione flettente (comb. quasi-permanente): $M_{QP} = 231$ kNm

STATO LIMITE DI APERTURA DELLE FESSURE - Rif. UNI EN 1992-1-1: 2005 Par.7.3

Geometria della sezione	
Altezza della sezione	h 400 [mm]
Larghezza della sezione	b 1000 [mm]
Altezza utile della sezione	d 338 [mm]
Distanza tra asse armatura e lembo compresso	d' 62 [mm]
Ricoprimento dell'armatura	c 50 [mm]
Armatura tesa ordinaria	
Numero di ferri tesi presenti nella sezione	$n_{t,1}$ 10 [-]
Diametro dei ferri tesi presenti nella sezione	$\phi_{t,1}$ 24 [mm]
Area dei ferri tesi presenti nella sezione	$A_{st,1}$ 4524 [mm ²]
Armatura tesa di infittimento	
Numero di ferri tesi presenti nella sezione	$n_{t,2}$ 0 [-]
Diametro dei ferri tesi presenti nella sezione	$\phi_{t,2}$ 0 [mm]
Area dei ferri tesi presenti nella sezione	$A_{st,2}$ 0 [mm ²]
Caratteristiche dei materiali	
Resistenza caratteristica cilindrica del calcestruzzo	f_{ck} 32 [MPa]
Resistenza a trazione media del calcestruzzo	f_{ctm} 3.0 [MPa]
Modulo di elasticità del calcestruzzo	E_{cm} 33346 [MPa]
Resistenza a snervamento dell'acciaio	f_{yk} 450 [MPa]
Modulo di elasticità dell'acciaio	E_s 200000 [MPa]
DETERMINAZIONE DELL'AMPIEZZA DELLE FESSURE	
Tensione nell'armatura tesa considerando la sezione fessurata	σ_s 177.8 [MPa]
Asse neutro della sezione	x 133.9 [mm]
Tipo e durata dei carichi applicati	Lunga
Coefficiente di omogeneizzazione	α_o 6.00 [-]
Area totale delle armature presenti nella zona tesa	A_s 4524 [mm ²]
Area efficace tesa di calcestruzzo	$A_{c,eff,1}$ 155000 [mm ²] $A_{c,eff,2}$ 88700 [mm ²] $A_{c,eff,3}$ 200000 [mm ²] $A_{c,eff,min}$ 88700 [mm ²]
Rapporto tra l'area di acciaio teso e quella di calcestruzzo teso	$\rho_{p,eff}$ 0.05100 [-]
Resistenza efficace media del calcestruzzo	$f_{ct,eff}$ 3.0 [MPa]
Fattore di durata del carico	k_f 0.4 [-]
Differenza tra la deformazione nell'acciaio e nel cls	$[\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm}]_{min}$ 0.000533 [-] $[\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm}]_{calc.}$ 0.000734 [-] $[\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm}]$ 0.000734 [-]
Spaziatura tra le barre (calcolata tra i baricentri dei ferri)	s 100 [mm]
Diametro equivalente delle barre	ϕ_{eq} 24.00 [mm]
Spaziatura massima di riferimento	$s_{max,ref}$ 310 [mm]
Coefficienti k per il calcolo dell'ampiezza di fessurazione	k_1 0.800 [-] k_2 0.500 [-] k_3 3.400 [-] k_4 0.425 [-]
Distanza massima tra le fessure	$s_{r,max,1}$ 250 [mm] $s_{r,max,2}$ 346 [mm] $s_{r,max}$ 250 [mm]
Ampiezza limite delle fessure per la combinazione di calcolo pertinente	$w_{k,lim}$ 0.20 [mm]
Ampiezza delle fessure (di calcolo)	w_k 0.18 [mm]

$$w_{k_QP} = 0.18 \text{ mm}$$

Risulta, per combinazione frequente: $w_k \leq w_{k,max_QP}$

Verifica allo stato limite di fessurazione per comb. quasi-permanente, OK

PROGETTAZIONE ATI:

Sollecitazione flettente (comb. frequente): $M_{FR} = 275$ kNm

STATO LIMITE DI APERTURA DELLE FESSURE - Rif. UNI EN 1992-1-1: 2005 Par.7.3	
Geometria della sezione	
Altezza della sezione	h = 400 [mm]
Larghezza della sezione	b = 1000 [mm]
Altezza utile della sezione	d = 338 [mm]
Distanza tra asse armatura e lembo compresso	d' = 62 [mm]
Ricoprimento dell'armatura	c = 50 [mm]
<u>Armatura tesa ordinaria</u>	
Numero di ferri tesi presenti nella sezione	$n_{t,1} = 10$ [-]
Diametro dei ferri tesi presenti nella sezione	$\phi_{s,1} = 24$ [mm]
Area dei ferri tesi presenti nella sezione	$A_{st,1} = 4524$ [mm ²]
<u>Armatura tesa di infittimento</u>	
Numero di ferri tesi presenti nella sezione	$n_{t,2} = 0$ [-]
Diametro dei ferri tesi presenti nella sezione	$\phi_{s,2} = 0$ [mm]
Area dei ferri tesi presenti nella sezione	$A_{st,2} = 0$ [mm ²]
Caratteristiche dei materiali	
Resistenza caratteristica cilindrica del calcestruzzo	$f_{ck} = 32$ [MPa]
Resistenza a trazione media del calcestruzzo	$f_{ctm} = 3.0$ [MPa]
Modulo di elasticità del calcestruzzo	$E_{cm} = 33346$ [MPa]
Resistenza a snervamento dell'acciaio	$f_{yk} = 450$ [MPa]
Modulo di elasticità dell'acciaio	$E_s = 200000$ [MPa]
DETERMINAZIONE DELL'AMPIEZZA DELLE FESSURE	
Tensione nell'armatura tesa considerando la sezione fessurata	$\sigma_s = 211.6$ [MPa]
Asse neutro della sezione	$x = 133.9$ [mm]
Tipo e durata dei carichi applicati	Lunga
Coefficiente di omogeneizzazione	$\alpha_0 = 6.00$ [-]
Area totale delle armature presenti nella zona tesa	$A_s = 4524$ [mm ²]
Area efficace tesa di calcestruzzo	$A_{c,eff,1} = 155000$ [mm ²] $A_{c,eff,2} = 88700$ [mm ²] $A_{c,eff,3} = 200000$ [mm ²] $A_{c,eff,min} = 88700$ [mm ²]
Rapporto tra l'area di acciaio teso e quella di calcestruzzo teso	$\rho_{p,eff} = 0.05100$ [-]
Resistenza efficace media del calcestruzzo	$f_{ct,eff} = 3.0$ [MPa]
Fattore di durata del carico	$k_f = 0.4$ [-]
Differenza tra la deformazione nell'acciaio e nel cls	
	$[\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm}]_{min} = 0.000635$ [-]
	$[\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm}]_{calc.} = 0.000903$ [-]
	$[\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm}] = 0.000903$ [-]
Spaziatura tra le barre (calcolata tra i baricentri dei ferri)	s = 100 [mm]
Diametro equivalente delle barre	$\phi_{eq} = 24.00$ [mm]
Spaziatura massima di riferimento	$s_{max,ref} = 310$ [mm]
Coefficienti k per il calcolo dell'ampiezza di fessurazione	
	$k_1 = 0.800$ [-]
	$k_2 = 0.500$ [-]
	$k_3 = 3.400$ [-]
	$k_4 = 0.425$ [-]
Distanza massima tra le fessure	
	$s_{r,max,1} = 250$ [mm]
	$s_{r,max,2} = 346$ [mm]
	$s_{r,max} = 250$ [mm]
Ampiezza limite delle fessure per la combinazione di calcolo pertinente	
	$w_{k,lim} = 0.30$ [mm]
Ampiezza delle fessure (di calcolo)	$w_k = 0.23$ [mm]

$$w_{k,FR} = 0.23 \text{ mm}$$

Risulta, per combinazione frequente: $w_k \leq w_{k,max,FR}$

Verifica allo stato limite di fessurazione per comb. frequente, OK

PROGETTAZIONE ATI:

Resistenza sezione al taglio in assenza di apposite armature di cucitura (EC2 p.to 6.2.2, NTC2018 p.to 4.1.2.3.5.1)

$f_{ck} =$	32 Mpa		
$\gamma_c =$	1.5		
$f_{cd} =$	18.13 Mpa		
$H =$	400 mm		
$b_w =$	1000 mm		
$d =$	338 mm		
$A_c = b_w H =$	400,000 mmq		
$k =$	1.769		
$v_{min} =$	0.466		
$A_{sl} =$	45.24	cmq/tesi	
$\rho_{sl} =$	0.0134		
$\sigma_{cp} = N_{Ed}/A_c =$	0.000 Mpa		
$[0,035k^{3/2}f_{ck}^{1/2}]b_w d =$	157,484 N =	157.48 kN	
$(v_{min} + 0,15\sigma_{cp})b_w d =$	157,484 N =	157.48 kN	
$V_{Rd} =$ (eq. 6.2.a - E.C.2)	251,074 N =	251.07 kN	

La verifica nella direzione orizzontale risulta soddisfatta $V_{Ed} = 79$ kNm. FS=3.18.

10.11.3.2 Verifica armature verticali

Normative di riferimento per le verifiche della sezione in c.a.

D.M. 17/01/2018 – da par. 4.1.2 a par. 4.1.2.3.5.2 (di seguito indicata come NTC2018)

UNI EN 1992-1-1 – da p.to 3.1.6 a p.to 6.2.3 (di seguito indicata come EC2).

Nota: nelle compute delle verifiche di resistenza allo stato limite e a quelle di verifica allo stato limite di esercizio, si sono seguite le indicazioni riportate nelle NTC2018. Laddove le NTC2018 rimandano direttamente al corpo normativo degli Eurocodici Strutturali (CEN/TC 250), si sono seguite nel dettaglio le indicazioni riportate nel corpo degli Eurocodici (versione UNI EN e relativi annessi nazionali italiani).

Dati della sezione a verifica, sollecitazioni, valori limite

Forma della sezione (equivalente) a verifica: rettangolare

Elemento strutturale a verifica: **(elemento strutturale)**

Tipo di elemento a verifica: **"piastra"**

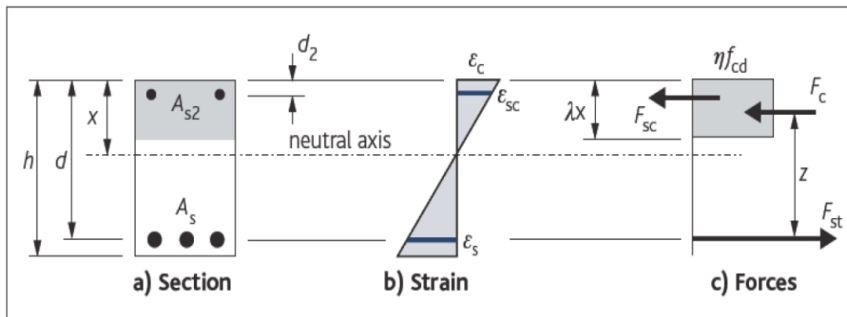
Larghezza sezione: $b = 1000$ mm

Altezza sezione: $h = 400$ mm

Copriferro nominale (barre longit. portanti): $c_{nom} = 86$ mm (in questo calcolo, inteso delle armature più esterne)

Armatura longitudinale disposta (tesa): $A_s = 10\phi 24$ (correnti) + $0\phi 24$ (spezzoni)

Armatura longitudinale disposta (compressa): $A_{s2} = 10\phi 24$ (correnti) + $0\phi 24$ (spezzoni)



← Schema di calcolo sezione

Sollecitazione di progetto flettente (SLU/SLV):

$$M_{Ed} = 229 \text{ kNm}$$

Sollecitazione di progetto a taglio (SLU/SLV)

$$V_{Ed} = 512 \text{ kN}$$

Sollecitazione flettente (comb. quasi-permanente):

$$M_{QP} = 148 \text{ kNm}$$

Sollecitazione flettente (comb. frequente):

$$M_{FR} = 166 \text{ kNm}$$

Sollecitazione flettente (comb. rara):

$$M_{RA} = 172 \text{ kNm}$$

Limite max aperture fessure per comb. QP:

$$w_{k,max_QP} = 0.20 \text{ mm (NTC2018, eq. 4.1.2.2.4)}$$

Limite max aperture fessure per comb. FR:

$$w_{k,max_FR} = 0.30 \text{ mm (NTC2018, eq. 4.1.2.2.4)}$$

Resistenza a compressione cls (comb. rara):

$$\sigma_{c,rara} = 0.60 \times f_{ck} = 19.20 \text{ N/mm}^2 \text{ (NTC2018, eq. 4.1.15)}$$

eq. 4.1.15)

Resistenza a compressione cls (comb. quasi perm.):

$$\sigma_{c,Qperm} = 0.45 \times f_{ck} = 14.40 \text{ N/mm}^2 \text{ (NTC2018, eq. 4.1.16)}$$

eq. 4.1.16)

Massima tensione dell'acciaio (comb. rara):

$$\sigma_{s,max} = 0.8 \times f_{yk} = 360.0 \text{ N/mm}^2 \text{ (NTC2018, eq. 4.1.17)}$$

4.1.17).

PROGETTAZIONE ATI:

Riassunto degli esiti delle verifiche

Di seguito, si riportano tutti gli esiti delle verifiche SLU, SLE relativi alla sezione strutturale a verifica (valori positivi minori o uguali all'unità indicano esiti positivi delle verifiche).

Più avanti, tutte le verifiche sono riportate nel dettaglio secondo le disposizioni delle NTC2018 e degli Eurocodici Strutturali (CEN/TC 250) e relativi annessi nazionali.

Verifiche SLU/SLV/ ECC		Verifiche SLE (fessurazione)		Verifiche SLE (massime tensioni)		
M_{Ed} / M_{Rd}	$V_{Ed} / V_{Rd,cls}$	$W_{QP} / W_{QP,max}$	$W_{FR} / W_{FR,max}$	$\sigma_{s,RA} / \sigma_{s,max}$	$\sigma_{c,QP} / \sigma_{c,Qperm}$	$\sigma_{c,RA} / \sigma_{c,rara}$
0.488	0.475	0.60	0.40	0.409	0.436	0.338

Nota bene: Il pedice "s" sta per "acciaio" in trazione, il pedice "c" sta per calcestruzzo maggiormente compresso. Valori maggiori di uno per il rapporto $V_{Ed} / V_{Rd,cls}$ indicano che è necessario predisporre un'apposita armatura di cucitura al taglio.

Caratteristiche di resistenza del calcestruzzo – EC2 tab. 3.1 – NTC2018 cap. 11, tab. 4.1.1

Resistenza cilindrica cls:

$$f_{ck} = 32 \text{ N/mm}^2$$

Resistenza cubica cls:

$$f_{ck,cube} = 40 \text{ N/mm}^2$$

Classe di resistenza cls:

C32/40 (NTC2018, tab. 4.1.1)

Resistenza di calcolo a trazione (cls):
eq. 4.1.4)

$$f_{ctd} = \alpha_{ct} \times f_{ctk, 0.05} / \gamma_c = 1.41 \text{ N/mm}^2 \text{ (da NTC2018, eq. 4.1.4)}$$

Resistenz di calcolo a compressione (cls):
4.1.3)

$$f_{cd} = \alpha_{cc} \times f_{ck} / \gamma_c = 18.13 \text{ N/mm}^2 \text{ (NTC2018, eq. 4.1.3)}$$

Coefficiente per condizione di aderenza:
8.4.2)

$$\eta_1 = 0.7 \text{ (considerata "bassa aderenza", EC2 p.to 8.4.2)}$$

Coefficiente per diametro delle barre armatura:

$$\eta_2 = 1.0 \text{ (per diametri minori di 32 mm)}$$

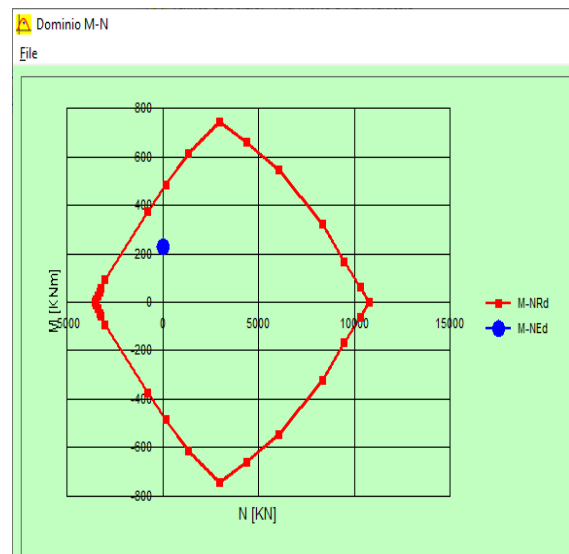
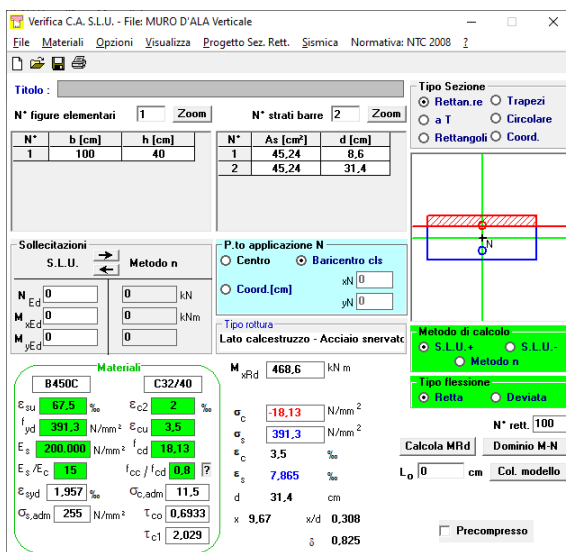
Tensione ultima di aderenza (barre nervate):

$$f_{bd} = 2.25 \times \eta_1 \times \eta_2 \times f_{ctd} = 2.22 \text{ N/mm}^2$$

(EC2 eq. 8.2, NTC2018 eqq. 4.1.6, 4.1.7)

Diametro armature longitudinali:

$$\phi = 24 \text{ mm (diametro di riferimento, assunto)}$$



La verifica nella direzione verticale risulta soddisfatta $M_{Rd}=468.6 \text{ kNm}$. $FS=2.05$.

Verifica allo stato limite di esercizio, limitazione delle tensioni (EC2 p.to 7.2, NTC2018 p.to 4.1.2.2.5)

Sollecitazione flettente (comb. quasi-permanente): $M_{QP} = 148$ kNm

Sollecitazione flettente (comb. frequente): $M_{FR} = 166$ kNm

Sollecitazione flettente (comb. rara): $M_{RA} = 172$ kNm

Resistenza a compressione cls (comb. rara): $\sigma_{c,rara} = 0.60 \times f_{ck} = 19.20$ N/mm² (NTC2018, eq. 4.1.15)

Resistenza a compressione cls (comb. quasi perm.): $\sigma_{c,Qperm} = 0.45 \times f_{ck} = 14.40$ N/mm² (NTC2018, eq. 4.1.16)

Massima tensione dell'acciaio (comb. rara): $\sigma_{s,max} = 0.8 \times f_{yk} = 360.0$ N/mm² (NTC2018, eq. 4.1.17)

Altezza utile sezione inflessa: $h = 400$ mm

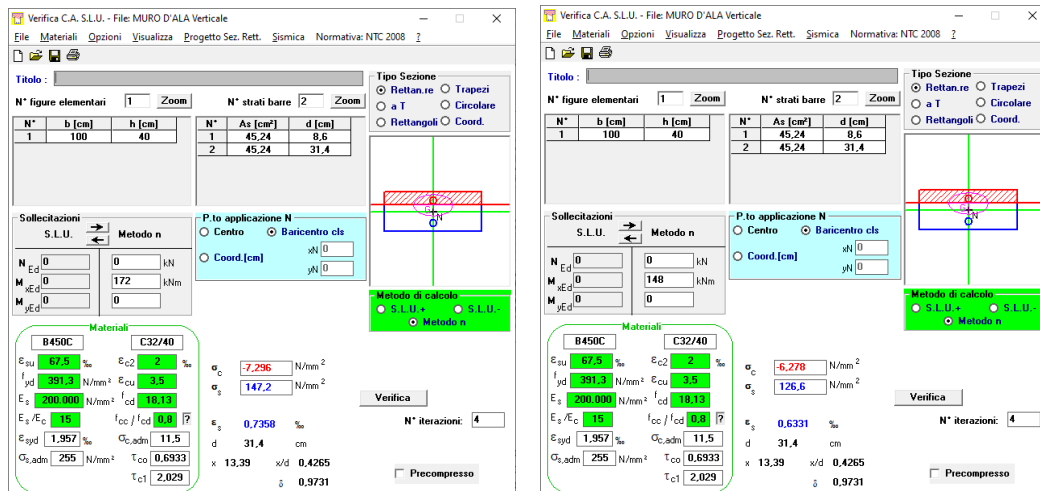
Larghezza sezione inflessa: $b = 1000$ mm

Distanza baricentro armature compresse da lembo estremo compresso:

$d_2 = 86$ mm

Armatura superiore compressa (presente): $A_f' = A_{s2,prov} = 4524$ mm²

Armatura inferiore tesa (presente): $A_f = A_{s,prov} = 4524$ mm²



$\sigma_{s,RA} = 147.2$ N/mm²;

$\sigma_{c,QP} = 6.278$ N/mm²;

$\sigma_{c,RA} = 7.296$ N/mm²;

Risulta, quindi:

$$\sigma_{s,RA} / \sigma_{s,max} = 0.409 \leq 1$$

$$\sigma_{c,QP} / \sigma_{c,Qperm} = 0.436 \leq 1$$

$$\sigma_{c,RA} / \sigma_{c,rara} = 0.338 \leq 1$$

OK - Verifica allo stato limite di esercizio delle tensioni verificato

Verifica allo stato limite di fessurazione (EC2 p.to 7.3.4, NTC2018 p.to 4.1.2.2.4)

Max apertura fessure (comb. quasi-permanente): $W_{k,max_QP} = 0.20$ mm (NTC2018 p.to 4.1.2.2.4)

Max apertura fessure (comb. frequente): $W_{k,max_FR} = 0.30$ mm (NTC2018 p.to 4.1.2.2.4)

Momento in combinazione quasi-permanente: $M_{QP} = 148$ kNm

STATO LIMITE DI APERTURA DELLE FESSURE - Rif. UNI EN 1992-1-1: 2005 Par.7.3

Geometria della sezione	
Altezza della sezione	$h = 400$ [mm]
Larghezza della sezione	$b = 1000$ [mm]
Altezza utile della sezione	$d = 319$ [mm]
Distanza tra asse armatura e lembo compresso	$d' = 81$ [mm]
Ricoprimento dell'armatura	$c = 50$ [mm]
<u>Armatura tesa ordinaria</u>	
Numero di ferri tesi presenti nella sezione	$n_{t,1} = 10$ [-]
Diametro dei ferri tesi presenti nella sezione	$\phi_{t,1} = 24$ [mm]
Area dei ferri tesi presenti nella sezione	$A_{st,1} = 4524$ [mm ²]
<u>Armatura tesa di infittimento</u>	
Numero di ferri tesi presenti nella sezione	$n_{t,2} = 0$ [-]
Diametro dei ferri tesi presenti nella sezione	$\phi_{t,2} = 22$ [mm]
Area dei ferri tesi presenti nella sezione	$A_{st,2} = 0$ [mm ²]
Caratteristiche dei materiali	
Resistenza caratteristica cilindrica dal calcestruzzo	$f_{ck} = 32$ [MPa]
Resistenza a trazione media del calcestruzzo	$f_{ctm} = 3.0$ [MPa]
Modulo di elasticità del calcestruzzo	$E_{cm} = 33346$ [MPa]
Resistenza a snervamento dell'acciaio	$f_{yk} = 450$ [MPa]
Modulo di elasticità dell'acciaio	$E_s = 200000$ [MPa]
DETERMINAZIONE DELL'AMPIEZZA DELLE FESSURE	
Tensione nell'armatura tesa considerando la sezione fessurata	$\sigma_s = 126.6$ [MPa]
Asse neutro della sezione	$x = 133.9$ [mm]
Tipo e durata dei carichi applicati	Lunga
Coefficiente di omogeneizzazione	$\alpha_0 = 6.00$ [-]
Area totale delle armature presenti nella zona tesa	$A_s = 4524$ [mm ²]
Area efficace tesa di calcestruzzo	$A_{c,eff,1} = 202500$ [mm ²] $A_{c,eff,2} = 88700$ [mm ²] $A_{c,eff,3} = 200000$ [mm ²] $A_{c,eff,min} = 88700$ [mm ²]
Rapporto tra l'area di acciaio teso e quella di calcestruzzo teso	$\rho_{s,eff} = 0.05100$ [-]
Resistenza efficace media del calcestruzzo	$f_{ct,eff} = 3.0$ [MPa]
Fattore di durata del carico	$k_1 = 0.4$ [-]
<u>Differenza tra la deformazione nell'acciaio e nel cls</u>	
	$[\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm}]_{min} = 0.000380$ [-]
	$[\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm}]_{calc.} = 0.000478$ [-]
	$[\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm}] = 0.000478$ [-]
Spaziatura tra le barre (calcolata tra i baricentri dei ferri)	$s = 100$ [mm]
Diametro equivalente delle barre	$\phi_{eq} = 24.00$ [mm]
Spaziatura massima di riferimento	$s_{max,ref} = 310$ [mm]
Coefficienti k per il calcolo dell'ampiezza di fessurazione	$k_1 = 0.800$ [-] $k_2 = 0.500$ [-] $k_3 = 3.400$ [-] $k_4 = 0.425$ [-]
<u>Distanza massima tra le fessure</u>	
	$s_{r,max,1} = 250$ [mm]
	$s_{r,max,2} = 346$ [mm]
	$s_{r,max} = 250$ [mm]
Ampiezza limite delle fessure per la combinazione di calcolo pertinente	$w_{k,lim} = 0.20$ [mm]
Ampiezza delle fessure (di calcolo)	$w_k = 0.12$ [mm]

$$w_{k_QP} = 0.12 \text{ mm}$$

Risulta, per combinazione frequente: $w_k \leq w_{k,max_QP}$

Verifica allo stato limite di fessurazione per comb. quasi-permanente, OK

PROGETTAZIONE ATI:

Momento in combinazione frequente: $M_{FR} = 166 \text{ kNm}$

STATO LIMITE DI APERTURA DELLE FESSURE - Rif. UNI EN 1992-1-1: 2005 Par.7.3	
Geometria della sezione	
Altezza della sezione	h = 400 [mm]
Larghezza della sezione	b = 1000 [mm]
Altezza utile della sezione	d = 314 [mm]
Distanza tra asse armatura e lembo compresso	d' = 86 [mm]
Ricoprimento dell'armatura	c = 50 [mm]
Armatura tesa ordinaria	
Numero di ferri tesi presenti nella sezione	n _{f,1} = 10 [-]
Diametro dei ferri tesi presenti nella sezione	f _{r,1} = 24 [mm]
Area dei ferri tesi presenti nella sezione	A _{sf,1} = 4524 [mm ²]
Armatura tesa di infittimento	
Numero di ferri tesi presenti nella sezione	n _{f,2} = 0 [-]
Diametro dei ferri tesi presenti nella sezione	f _{r,2} = 0 [mm]
Area dei ferri tesi presenti nella sezione	A _{sf,2} = 0 [mm ²]
Caratteristiche dei materiali	
Resistenza caratteristica cilindrica del calcestruzzo	f _{ck} = 32 [MPa]
Resistenza a trazione media del calcestruzzo	f _{ctm} = 3.0 [MPa]
Modulo di elasticità del calcestruzzo	E _{cm} = 33346 [MPa]
Resistenza a snervamento dell'acciaio	f _{yk} = 450 [MPa]
Modulo di elasticità dell'acciaio	E _s = 200000 [MPa]
DETERMINAZIONE DELL'AMPIEZZA DELLE FESSURE	
Tensione nell'armatura tesa considerando la sezione fessurata	σ _s = 126.6 [MPa]
Asse neutro della sezione	X = 133.9 [mm]
Tipo e durata dei carichi applicati	
Coefficiente di omogeneizzazione	α _e = 6.00 [-]
Area totale delle armature presenti nella zona tesa	A _s = 4524 [mm ²]
Area efficace tesa di calcestruzzo	A _{co,eff.1} = 215000 [mm ²] A _{co,eff.2} = 88700 [mm ²] A _{co,eff.3} = 200000 [mm ²] A _{co,eff.min} = 88700 [mm ²]
Rapporto tra l'area di acciaio teso e quella di calcestruzzo teso	ρ _{p,eff} = 0.05100 [-]
Resistenza efficace media del calcestruzzo	f _{ct,eff} = 3.0 [MPa]
Fattore di durata del carico	k ₁ = 0.4 [-]
Differenza tra la deformazione nell'acciaio e nel cls	
	[ε _{sm} -ε _{cm}] _{min} = 0.000380 [-] [ε _{sm} -ε _{cm}] _{calc.} = 0.000478 [-] [ε_{sm}-ε_{cm}] = 0.000478 [-]
Spaziatura tra le barre (calcolata tra i baricentri dei ferri)	
Diametro equivalente delle barre	s = 100 [mm]
Spaziatura massima di riferimento	φ _{eq} = 24.00 [mm] s _{max,rif} = 310 [mm]
Coefficienti k per il calcolo dell'ampiezza di fessurazione	
	k ₁ = 0.800 [-] k ₂ = 0.500 [-] k ₃ = 3.400 [-] k ₄ = 0.425 [-]
Distanza massima tra le fessure	
	s _{r,max.1} = 250 [mm] s _{r,max.2} = 346 [mm] s _{r,max} = 250 [mm]
Ampiezza limite delle fessure per la combinazione di calcolo pertinente	
Ampiezza delle fessure (di calcolo)	w _{k,lim} = 0.30 [mm] w_k = 0.12 [mm]

$$w_{k,FR} = 0.12 \text{ mm}$$

Risulta, per combinazione frequente: $w_k \leq w_{k,max,FR}$

Verifica allo stato limite di fessurazione per comb. frequente, OK

Resistenza sezione al taglio in presenza di apposite armature di cucitura (EC2 p.to 6.2.3, NTC2018 p.to 4.1.2.3.5.2)

$f_{ck} =$	32	MPa
$f_{yd} =$	391.30	Mpa
$f_{cd} =$	18.1	MPa
$b_w =$	1000	mm
$d =$	338	mm
<hr/>		
$N_{Ed} =$	0.E+00	N (compr)
$V_{Ed} =$	0	N
$\cotg\theta = \in [1; 2,5]$ (per V_{Rds} e V_{Rcd})	1.00	(accettabile)
$(\cotg\theta)^2 =$	1.00	
<hr/>		
staffe $\phi =$	24	mm
numero bracci resistenti sezione	2	
passo "s" =	10	cm
$A_s/s =$	90.46	cm ² /m
$\alpha =$	90	° = 1.5708 rad
<hr/>		
A_C	400,000	mmq
$\sigma_{cp} = N_{sd}/A_c =$	0.000	Mpa
$\alpha_C =$	1.00	
$V_{Rsd} =$ (eq. 6.13 - E.C.2)	1.E+06	N = 1077.00 kN
$V_{Rd,max} =$ (eq. 6.14 - E.C.2)	1.E+06	N = 1379.04 kN
	$V_{Rds} =$	1077.00 kN
	$V_{Rd,max} =$	1379.04 kN

Non necessarie apposite armature di cucitura a taglio $V_{Ed}/V_{Rd,cls}=0.475$

PROGETTAZIONE ATI: