

AUTOSTRADA (A14) : BOLOGNA-BARI-TARANTO

TRATTO: BOLOGNA BORGO PANIGALE - BOLOGNA SAN LAZZARO

POTENZIAMENTO IN SEDE DEL SISTEMA
AUTOSTRADALE E TANGENZIALE DI BOLOGNA

"PASSANTE DI BOLOGNA"

PROGETTO DEFINITIVO

TANGENZIALE NORD E SUD

113T - VIADOTTO MASSARENTI AMPL. TANG.

AMPLIAMENTO NORD E SUD

RELAZIONE TECNICA DI CALCOLO
IMPALCATO ESISTENTE - ADEGUAMENTO

IL PROGETTISTA SPECIALISTICO

Ing. Umberto Mele
Ord. Ingg. Milano n.18641
RESPONSABILE STRUTTURE

IL RESPONSABILE INTEGRAZIONE
PRESTAZIONI SPECIALISTICHE

Ing. Raffaele Rinaldesi
Ord. Ingg. Macerata N. A1068


IL DIRETTORE TECNICO

Ing. Andrea Tanzi
Ord. Ingg. Parma N. 1154

PROGETTAZIONE NUOVE OPERE AUTOSTRADALI

CODICE IDENTIFICATIVO

RIFERIMENTO PROGETTO			RIFERIMENTO DIRETTORIO				RIFERIMENTO ELABORATO				ORDINATORE
Codice Commessa	Lotto, Sub-Prog. Cod. Appalto	Fase	Capitolo	Paragrafo	W B S	Parte d'opera	Tip.	Disciplina	Progressivo	Rev.	--
111465	0000	PD	A2	O16	ST113	DCK00	R	S T R	0591	0	SCALA VARIE

 gruppo Atlantia	PROJECT MANAGER:		SUPPORTO SPECIALISTICO:				REVISIONE	
	Ing. Raffaele Rinaldesi Ord. Ingg. Macerata N. A1068						n.	data
							0	SETTEMBRE 2020
							1	-
							2	-
REDATTO:		VERIFICATO:				3	-	
						4	-	

VISTO DEL COMMITTENTE



IL RESPONSABILE UNICO DEL PROCEDIMENTO
Ing. Fabio Visintin

VISTO DEL CONCEDENTE



Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti
DIPARTIMENTO PER LE INFRASTRUTTURE, GLI AFFARI GENERALI ED IL PERSONALE
STRUTTURA DI VIGILANZA SULLE CONCESSIONARIE AUTOSTRADALI

Sommario

1. GENERALITA'	3
1.1. OGGETTO E SCOPO	3
1.2. NORMATIVA DI RIFERIMENTO	5
1.3. PRINCIPI DI PROGETTAZIONE	6
1.3.1 <i>Metodi di Calcolo</i>	6
1.3.2 <i>Unità di Misura</i>	6
1.3.3 <i>Stati Limite e Situazioni di Progetto</i>	6
1.4. INQUADRAMENTO SISMICO	7
2. MATERIALI	8
2.1. CARATTERIZZAZIONE MECCANICA DEI MATERIALI DI STRUTTURE ESISTENTI	8
2.2. RISULTATI DELLE INDAGINI	9
2.3. CARATTERISTICHE MATERIALI	12
3. METODI DI CALCOLO E DI VERIFICA	14
3.1. CODICI DI CALCOLO UTILIZZATI	14
3.4.1 <i>Codice di calcolo</i>	14
3.4.2 <i>Caratteristiche del codice di calcolo</i>	14
3.4.3 <i>Grado di affidabilità del codice</i>	14
3.4.4 <i>Motivazione della scelta del codice</i>	14
3.4.5 <i>Validazione del codice di calcolo</i>	14
4. CARATTERISTICHE DELL'OPERA STRUTTURALE	17
4.1. VITA NOMINALE	17
4.2. CLASSE D'USO	17
4.3. PERIODO DI RIFERIMENTO PER L'AZIONE SISMICA	17
5. COMBINAZIONI DI CARICO	18
6. ANALISI DEI CARICHI	21
6.1. CARATTERISTICHE GEOMETRICHE IMPALCATO	21
6.2. PESO PROPRIO IMPALCATO (G_1) E CARICHI PERMANENTI (G_2)	21
6.3. AZIONI VARIABILI DA TRAFFICO	22
6.3.1. DEFINIZIONE DELLE CORSIE CONVENZIONALI	22
6.4. AZIONE LONGITUDINALE DI FRENAMENTO O ACCELERAZIONE (Q_3)	23
6.5. AZIONE CENTRIFUGA (Q_4)	23
6.6. AZIONE DEL VENTO (Q_5)	23
6.7. VARIAZIONE TERMICA (ϵ_3)	25
6.8. PRECOMPRESSIONE	27
6.9. AZIONE SISMICA	27
7. ANALISI IMPALCATO	29
7.1. CARATTERISTICHE INERZIALI	29
7.2. AZIONI SULLE TRAVI PRINCIPALI	33
8. VERIFICA DELL'IMPALCATO ESISTENTE	37
8.1. VERIFICA DEL SOLETTONE ESISTENTE	37
8.2. VERIFICA DELLA TRAVE IN C.A.P. DEL PRIMO AMPLIAMENTO	46
9. REAZIONI IN CORRISPONDENZA DEGLI APPOGGI	59

1. GENERALITA'

1.1. OGGETTO E SCOPO

La seguente relazione di calcolo è relativa all'analisi e al dimensionamento del viadotto su via Masserenti previsto nell'ambito del progetto esecutivo di potenziamento in sede del sistema autostradale/tangenziale nodo di Bologna.

Il sottovia esistente è costituito da un solettone alleggerito precompresso largo 23.25 m in semplice appoggio su tre campate da 32 m (interasse appoggi) e da due travi laterali, relative ad un primo ampliamento, realizzate in calcestruzzo precompresso con getto della soletta in opera di larghezza pari a 3.82 m.

La larghezza trasversale della parte in allargamento è pari a 8,68 m, ed è realizzato tramite la disposizione di 16 travi in struttura mista acciaio - calcestruzzo.

La soletta superiore viene quindi completamente solidarizzata in corrispondenza dell'attuale taglio di separazione della carreggiata autostradale dalla carreggiata della tangenziale. In tal modo si ottiene un unico impalcato di sostegno delle due carreggiate. La separazione tra le due carreggiate è definita da un cordolo largo 80 cm di compensazione delle pendenze trasversali.

Le 16 travi in acciaio dell'allargamento sono alte 950 mm a garantire un sottotrave compatibile con le attuali condizioni di franco di transito. Le travi sono poste ad interasse pari a 0,50 m. La soletta superiore di completamento risulta di spessore 20,0 cm.

Gli apparecchi d'appoggio sono in neoprene armato in numero di uno per trave.

La presente relazione riporta le analisi svolte per l'impalcato esistente e per le strutture in c.a.p. relative all'intervento di allargamento.

Di seguito si riportano le principali geometrie dell'opera. Per ulteriori dettagli si rimanda agli elaborati grafici di progetto.

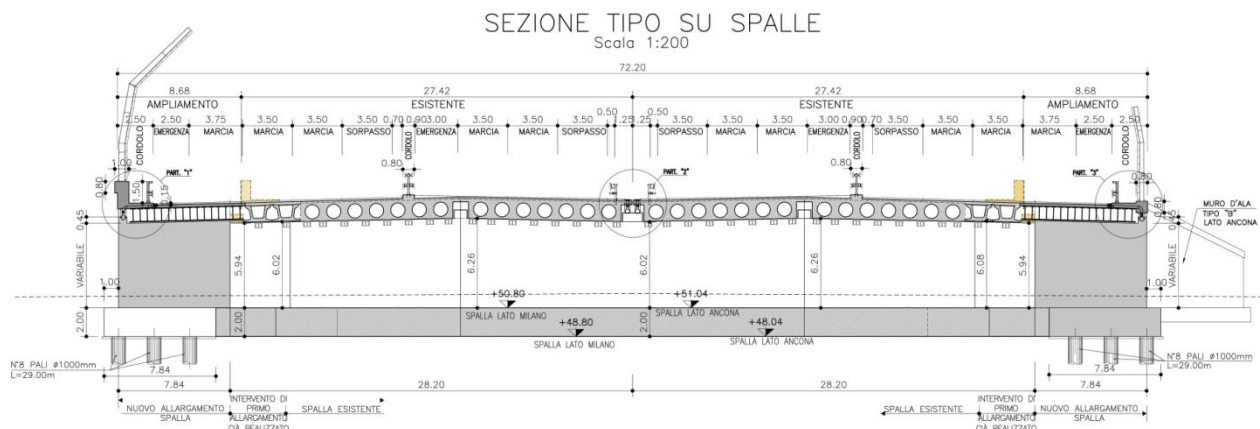


Figura 1.1: Sezione trasversale spalla

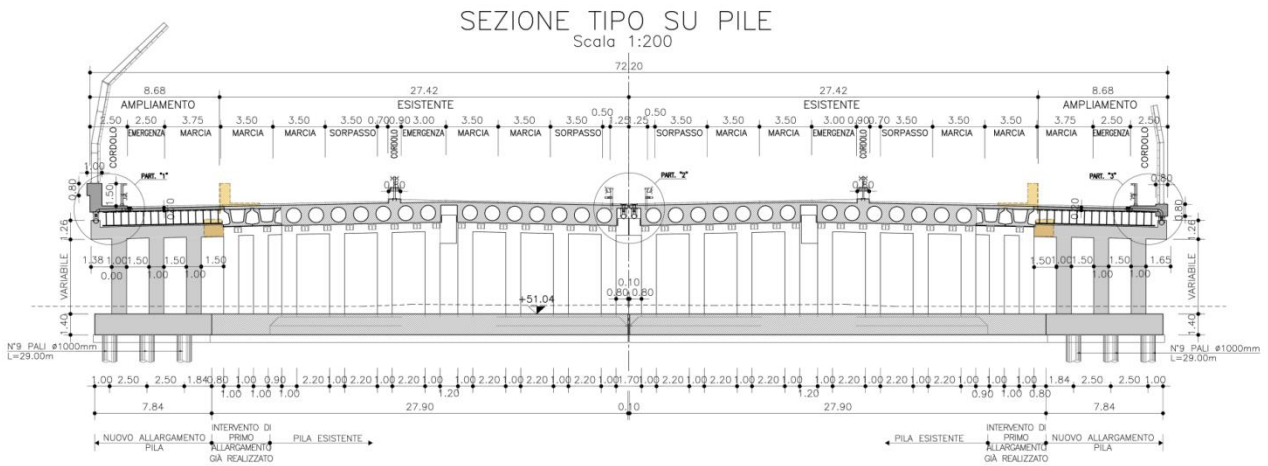


Figura 1.2: Sezione trasversale impalcato su pila

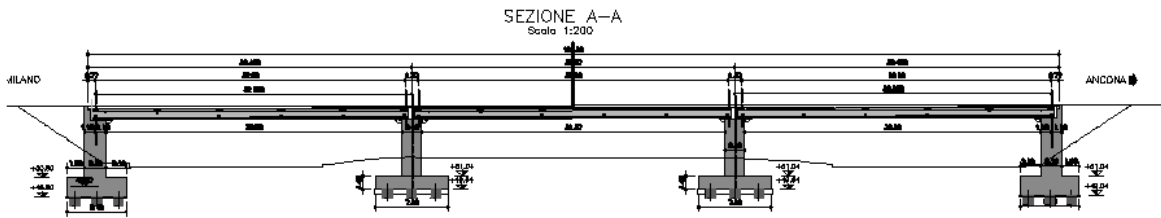


Figura 1.3: Sezione longitudinale impalcato

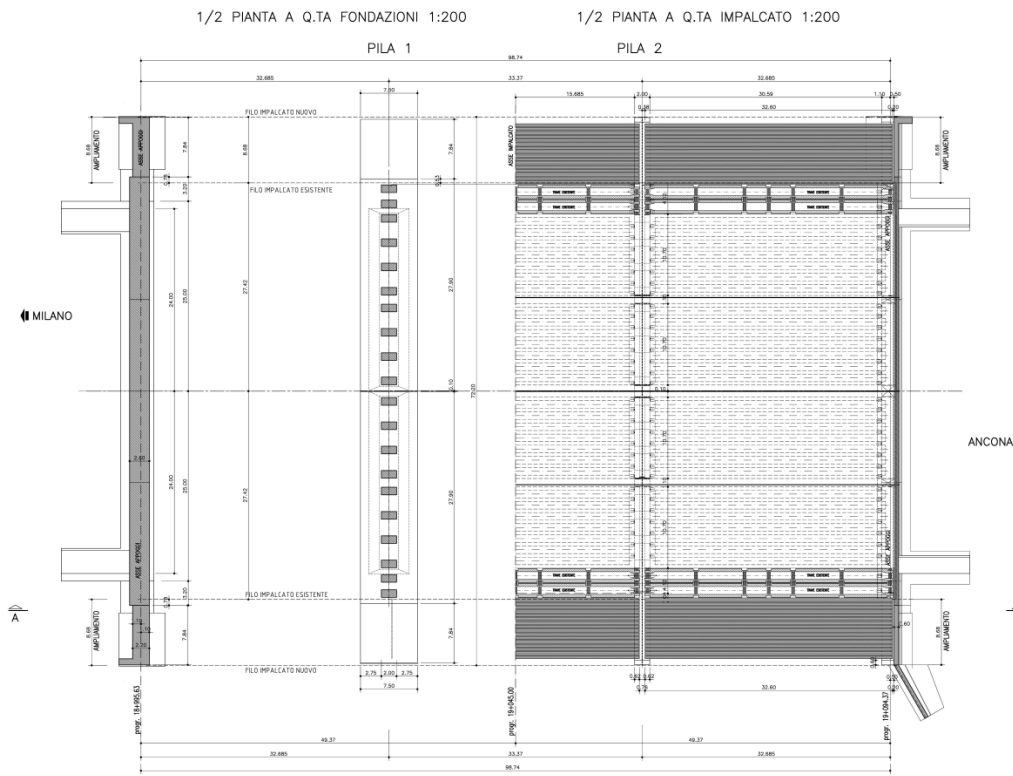


Figura 1.4: Pianta impalcato

1.2. NORMATIVA DI RIFERIMENTO

Le analisi e le verifiche di seguito documentate sono state svolte nel rispetto della Normativa vigente di seguito richiamata:

- Legge 5 Novembre 1971 N° 1086 – “Norme per la disciplina delle opere in calcestruzzo cementizio, normale e precompresso ed a struttura metallica”;
- Legge 2 Febbraio 1974 n.64: “Provvedimenti per le costruzioni, con particolari prescrizioni per le zone sismiche”;
- D.M. 17/01/2018 “Norme Tecniche per le Costruzioni”
- Circolare 21 gennaio 2019, n. 7 C.S.LL.PP. Istruzioni per l'applicazione dell'«Aggiornamento delle “Norme tecniche per le costruzioni”» di cui al decreto ministeriale 17 gennaio 2018 (GU n.35 del 11-2-2019 - Suppl. Ordinario n. 5).
- CNR DT 207/2008 “Istruzioni per la valutazione delle azioni e degli effetti del vento sulle costruzioni”.
- CNR UNI 10011/88: “Costruzioni di acciaio. Istruzioni per il calcolo, l'esecuzione, il collaudo e la manutenzione”.
- CNR 10016/85: “Travi composte di acciaio e calcestruzzo. Istruzioni per l'impiego nelle costruzioni”.
- CNR 10030/87: “Anime irrigidite di travi a parete piena”.
- CNR 10024/86: “Analisi di strutture mediante elaboratore: impostazione e redazione delle relazioni di calcolo”.
- CNR 10012/85: “Istruzioni per la valutazione delle azioni sulle costruzioni”.

Per quanto non definito dalle sopra citate norme, nella stesura dei calcoli è stata consultata anche la seguente normativa internazionale:

- UNI ENV 1090-1:2001: *Esecuzione di strutture in acciaio – Parte 1: Regole generali e regole per gli edifici.*
- UNI EN 1991-2:2003 Eurocodice 1- *Azioni sulle strutture – Parte 2: Carichi da traffico sui ponti*
- UNI ENV 1992-1-1:2005: Eurocodice 2 – *Progettazione delle strutture in calcestruzzo – Parte 1-1: Regole generali e regole per gli edifici.*
- UNI ENV 1993-1-1:1994: Eurocodice 3 – *Progettazione delle strutture in acciaio – Parte 1-1: Regole generali e regole per gli edifici.*
- UNI EN 1993-1-1:2005: Eurocodice 3 – *Progettazione delle strutture in acciaio – Parte 1-1: Regole generali e regole per gli edifici.*
- UNI EN 1993-1-5:2007: Eurocode 3 – *Design of steel structures – Part 1-5: Plated structural element.*
- UNI ENV 1993-1-6:2002: Eurocodice 3 – *Progettazione delle strutture in acciaio – Parte 1-6: Regole generali – Regole supplementari per le strutture a guscio.*
- UNI EN 1993-1-8:2005: Eurocodice 3 – *Progettazione delle strutture in acciaio – Parte 1-8: Progettazione dei collegamenti.*

- UNI EN 1993-1-11:2005: Eurocode 3 – *Design of steel structures – Part 1-11: Design of structures with tension components.*
- UNI ENV 1994-1-1:2004: Eurocode 4 – *Design of composite steel and concrete structures – Part 1-1: General rules and rules for buildings.*
- UNI ENV 1994-2:2005: Eurocode 4 – *Design of composite steel and concrete structures – Part 2: General rules and rules for bridges*

1.3. PRINCIPI DI PROGETTAZIONE

1.3.1 METODI DI CALCOLO

Tutti i calcoli di verifica vengono svolti secondo i metodi comprovati derivanti dalla scienza e dalla tecnica delle costruzioni, ricavati dalla letteratura e dalla normativa vigente.

La presente relazione strutturale di calcolo illustra il progetto nei suoi aspetti generali. Data la notevole mole di dati elaborati e di calcoli svolti per verificare tutti i componenti e tener conto delle possibili situazioni di progetto, vengono di seguito riportati solo i principali risultati ed una parte dei calcoli strutturali.

1.3.2 UNITÀ DI MISURA

Nel seguito della relazione si adotteranno le seguenti unità di misura:

- per le masse ⇒ kg, t
- per i carichi ⇒ kN, kN/m, kN/m²
- per le azioni di calcolo ⇒ kN, kNm
- per le tensioni ⇒ N/mm², MPa, daN/cm²

1.3.3 STATI LIMITE E SITUAZIONI DI PROGETTO

Stati Limite

Per la progettazione e verifica delle strutture in oggetto viene adottato il metodo degli Stati Limite; per le verifiche che seguono sono stati presi in considerazione, direttamente od indirettamente, le seguenti categorie di Stati Limite:

- Stati Limite Ultimi (SLU).
- Stati Limite di Servizio (SLS).

Per la progettazione e verifica della struttura in oggetto sono stati presi in considerazione, direttamente od indirettamente, i seguenti Stati Limite Ultimi significativi:

- Stato limite di equilibrio come corpo rigido (EQU).
- Stato limite di resistenza della struttura compresi gli elementi di fondazione (STR).

Situazioni di Progetto

Poiché la costruzione in oggetto rientra nelle tipologie strutturali ordinarie, vengono prese in considerazione le seguenti situazioni di progetto pertinenti:

- Situazioni di Progetto Persistenti: sono le condizioni progettuali corrispondenti alle normali condizioni d'uso della struttura.

- Situazioni di Progetto Sismiche: sono le condizioni progettuali applicabili quando la struttura è soggetta all'evento sismico.
- Situazioni di Progetto Eccezionali: sono le condizioni progettuali applicabili quando la struttura è soggetta ad azioni eccezionali di progetto.

1.4. INQUADRAMENTO SISMICO

Si richiama di seguito l'inquadramento sismico del sito di intervento.

Vita nominale:	50 anni
Classe d'uso:	IV → Cu = 2.0
Vita di riferimento:	100 anni
Categoria topografica:	T1
Tipo di suolo:	C

2. MATERIALI

2.1. CARATTERIZZAZIONE MECCANICA DEI MATERIALI DI STRUTTURE ESISTENTI

Secondo quanto definito dalle NTC2018, le resistenze di progetto sono ottenute a partire dalle resistenze medie riducendole con i coefficienti sui materiali, secondo quanto definito dalle NTC2018, e assumendo comunque un valore non maggiore di quello caratteristico per tenere in conto dell'entità della dispersione dei risultati.

Inoltre, in accordo alle Linee guida dei Ponti (paragrafo 6.3.4), per la resistenza di progetto si sceglie il minimo fra i due seguenti valori:

$$f_d = \min (f_m/FC * \gamma_m ; f_k/FC)$$

dove:

- f_m : valore medio a partire dai dati delle prova
- f_k : valore caratteristico al frattile 5% stimato a partire dai dati delle prove
- γ_m : fattore parziale di sicurezza, definito in accordo alle NTC2018
- FC: fattore di confidenza che varia da 1 a 1,35, che riduce i valori medi dei materiali che a loro volta sono ridotti del valore di γ_m .

Il fattore di confidenza FC è definito con riferimento a tre livelli di conoscenza (LC) crescenti:

LC1	livello di conoscenza limitato	FC =	1,35
LC2	livello di conoscenza adeguato	FC =	1,20
LC3	livello di conoscenza accurato	FC =	1

Per maggiori dettagli si rimanda alle NTC2018 e alle Linee Guida dei ponti.

Il livello di conoscenza è definito sulla base degli approfondimenti effettuati inerenti a:

- geometria della struttura;
- proprietà dei materiali;
- connessioni tra i diversi elementi e loro presumibili modalità di collasso

Nel caso in esame, essendo nota la geometria e essendo disponibili i risultati di indagini diagnostiche (riportate nel paragrafo successivo), si assume:

- un livello di conoscenza LC3 (livello di conoscenza LC3), per cui il fattore di confidenza è assunto pari a 1.

Per la determinazione delle resistenze di progetto dei materiali, si fa riferimento a quanto definito dalle NTC2018, ossia le resistenze di progetto sono ottenute a partire dalle resistenze medie riducendole con i coefficienti sui materiali:

$$\gamma_c = 1,50$$

$$\gamma_s = 1,15$$

2.2. RISULTATI DELLE INDAGINI

Si riportano di seguito i risultati delle prove sperimentali effettuate nel 2020 con riferimento al solettone e alle travi esistenti.

TAVE ESISTENTE			
Prova	Elemento	Carotaggio	R _{ck}
[anno]	[-]	[ID]	[MPa]
2020	travi	C 10	47.77
2020	travi	C 43	59.75
2020	travi	C 78	46.57
2020	travi	C 82	31.44

SOLETTA				SOLETTA			
Prova	Elemento	Carotaggio	R _{ck}	Prova	Elemento	Carotaggio	R _{ck}
[anno]	[-]	[ID]	[MPa]	[anno]	[-]	[ID]	[MPa]
2020	soletta	C 11	30.55	2020	soletta	C 46	41.85
2020	soletta	C 13	39.97	2020	soletta	C 47	9.16
2020	soletta	C 14	17.69	2020	soletta	C 48	35.1
2020	soletta	C 15	54.61	2020	soletta	C 49	23.32
2020	soletta	C 17	46.73	2020	soletta	C 50	12.38
2020	soletta	C 18	11.87	2020	soletta	C 51	27.66
2020	soletta	C 19	43.18	2020	soletta	C 52	29.18
2020	soletta	C 20	36.66	2020	soletta	C 53	9.67
2020	soletta	C 21	40.26	2020	soletta	C 54	28.05
2020	soletta	C 22	27.13	2020	soletta	C 55	29.86
2020	soletta	C 23	20.63	2020	soletta	C 57	13.28
2020	soletta	C 24	34.25	2020	soletta	C 58	44.26
2020	soletta	C 25	34.65	2020	soletta	C 59	25.54
2020	soletta	C 26	34.05	2020	soletta	C 60	30.28
2020	soletta	C 27	45.76	2020	soletta	C 62	41.74
2020	soletta	C 28	39.77	2020	soletta	C 63	33.56
2020	soletta	C 31	40.98	2020	soletta	C 65	31.25
2020	soletta	C 32	41.22	2020	soletta	C 66	27.77
2020	soletta	C 33	15.97	2020	soletta	C 67	31.29
2020	soletta	C 34	38.08	2020	soletta	C 68	35.98
2020	soletta	C 35	34.31	2020	soletta	C 69	46.94
2020	soletta	C 36	26.98	2020	soletta	C 70	41.51
2020	soletta	C 37	39.18	2020	soletta	C 73	51.31
2020	soletta	C 38	34.3	2020	soletta	C 75	40.05
2020	soletta	C 40	29.65	2020	soletta	C 76	38.62
2020	soletta	C 41	36.07	2020	soletta	C 77	45.4
2020	soletta	C 42	21.93	2020	soletta	C 79	50.97
2020	soletta	C 44	53.22				
2020	soletta	C 45	52.5				

Con riferimento a quanto definito nel paragrafo 2.1, si riportano di seguito i valori delle resistenze di progetto del calcestruzzo:

- TRAVE

Elaborazione Dati Prove

N	4	[-]	Numero Campioni
dev standard	11.60	[MPa]	Deviazione standard campionaria dei valori
μ	3.811	[MPa]	Media campionaria dei logaritmi
σ	0.267	[MPa]	Deviazione standard campionaria dei logaritmi
$\mu_{0.16}$	3.678	[MPa]	Sedicesimo percentile della distribuzione media campionaria
FC	1.00	[-]	Fattore di confidenza

R_{cm}	46.4	[MPa]	Valore resistenza media dei valori
$R_{ck'}$	25.5	[MPa]	Resistenza cubica caratteristica - frattile 5%
α_{cc}	0.85	[-]	Coefficiente effetti a lungo termine e durata di applicazione del carico

Calcolo resistenze di progetto

γ_c	1.50	[-]	fattore di sicurezza materiale - NTC2018
$R_{cd_NTC2018}$ (DUTTILI)	39.4	[MPa]	$= \alpha_{cc} \times R_{cm} / FC$
$f_{cd_NTC2018}$ (DUTTILI)	32.7	[MPa]	$= 0.83 \times R_{cd_NTC2018}$
$R_{cd_NTC2018}$ (FRAGILI)	26.3	[MPa]	$= \alpha_{cc} \times R_{cm} / (\gamma_c \times FC)$
$f_{cd_NTC2018}$ (FRAGILI)	21.8	[MPa]	$= 0.83 \times R_{cd_NTC2018}$

Resistenza di progetto adottata

R_{cd_MIN}	26.3	[MPa]	$= \min(R_{cd_NTC2018}(DUTTILI); R_{cd_NTC2018}(FRAGILI))$
f_{cd_MIN}	21.8	[MPa]	$= \min(f_{cd_NTC2018}(DUTTILI); f_{cd_NTC2018}(FRAGILI))$

CLS equivalente - trave. C38/46

• SOLETTA

Elaborazione Dati Prove

N	59	[-]	Numero Campioni
dev standard	11.29	[MPa]	Deviazione standard campionaria dei valori
μ	3.465	[MPa]	Media campionaria dei logaritmi
σ	0.418	[MPa]	Deviazione standard campionaria dei logaritmi
$\mu_{0.16}$	3.411	[MPa]	Sedicesimo percentile della distribuzione media campionaria
FC	1.00	[-]	Fattore di confidenza

R_{cm}	34.4	[MPa]	Valore resistenza media dei valori
R_{ck}'	15.3	[MPa]	Resistenza cubica caratteristica - frattile 5%
α_{cc}	0.85	[-]	Coefficiente effetti a lungo termine e durata di applicazione del carico

Calcolo resistenze di progetto

γ_c	1.50	[-]	fattore di sicurezza materiale - NTC2018
$R_{cd_NTC2018}$ (DUTTILI)	29.2	[MPa]	$= \alpha_{cc} \times R_{cm} / FC$
$f_{cd_NTC2018}$ (DUTTILI)	24.2	[MPa]	$= 0.83 \times R_{cd_NTC2018}$
$R_{cd_NTC2018}$ (FRAGILI)	19.5	[MPa]	$= \alpha_{cc} \times R_{cm} / (\gamma_c \times FC)$
$f_{cd_NTC2018}$ (FRAGILI)	16.2	[MPa]	$= 0.83 \times R_{cd_NTC2018}$
$R_{cd_MIT 2020}$	15.3	[MPa]	$= \min (R_{cm} / (\gamma_c \times FC); R_{ck}' / FC)$
$f_{cd_MIT 2020}$	12.7	[MPa]	$= 0.83 \times R_{cd_MIT}$

Resistenza di progetto adottata

R_{cd_MIN}	19.5	[MPa]	$= \min(R_{cd_NTC2018(DUTTILI)}; R_{cd_NTC2018(FRAGILI)})$
f_{cd_MIN}	16.2	[MPa]	$= \min(f_{cd_NTC2018(DUTTILI)}; f_{cd_NTC2018(FRAGILI)})$

CLS equivalente - soletta. C29/34

Cautelativamente nelle verifiche riportate di seguito sono state considerate resistenze di progetto inferiori a quelle ottenute dall'analisi dei risultati delle prove.

2.3. CARATTERISTICHE MATERIALI

Calcestruzzo traversi

Classe di resistenza	C25/30
Resistenza caratteristica cubica	$R_{ck} \geq 30 \text{ N/mm}^2$
Resistenza caratteristica cilindrica	$f_{ck} \geq 24,90 \text{ N/mm}^2$

Soletta esistente

Classe di resistenza	C25/30
Resistenza caratteristica cubica	$R_{ck} \geq 30 \text{ N/mm}^2$
Resistenza caratteristica cilindrica	$f_{ck} \geq 24,90 \text{ N/mm}^2$

Travi in c.a.p. esistente

Classe di resistenza	C35/45
Resistenza caratteristica cubica	$R_{ck} \geq 45 \text{ N/mm}^2$
Resistenza caratteristica cilindrica	$f_{ck} \geq 37,35 \text{ N/mm}^2$

Acciaio per c.a.p. esistente.

Acciaio Armonico in fili $\Phi 6$	
Struttura	42 $\emptyset 6 \text{ mm}$
Tensione di rottura	$\sigma_{f,r} \geq 16500 \text{ N/mm}^2$
Tensione caratteristica all'0,2% di deformazione residua	$\sigma_{f,s/0,2} \geq 13000 \text{ N/mm}^2$

Acciaio armatura lenta esistente

Tipo di acciaio	GS ad aderenza migliorata
Tensione caratteristica di snervamento	$f_{yk} \geq 230 \text{ N/mm}^2$
Tensione caratteristica di rottura	$f_{tk} \geq 400 - 440 \text{ N/mm}^2$
Allungamento a carico massimo	$(A_{gt})_k \geq 20\%$

Acciaio armatura lenta primo ampliamento

Tipo di acciaio	Fe B 44k
Tensione caratteristica di snervamento	$f_{yk} \geq 430 \text{ N/mm}^2$
Tensione caratteristica di rottura	$f_{tk} \geq 540 \text{ N/mm}^2$
Allungamento a carico massimo	$(A_{gt})_k \geq 14\%$

Acciaio per c.a.p.

Cavi del tipo trafilato a freddo	
Struttura	44 $\emptyset 6 \text{ mm}$

Guaina	Ø 60 mm
Tensione di rottura	$\sigma_{f,r} \geq 16700 \text{ N/mm}^2$
Tensione caratteristica all'0,2% di deformazione residua	$\sigma_{f,s/0,2} \geq 14700 \text{ N/mm}^2$
Coefficiente	$\mu = 0,21$
Ancoraggi a testina rifollata	
Distanza dal bordo dell'ancoraggio	156 mm
Distanza dall'asse dell'ancoraggio	264 mm
Slittamento per ogni estremità	1,00 mm

3. METODI DI CALCOLO E DI VERIFICA

La schematizzazione di calcolo delle strutture progettate, il calcolo dei parametri di sollecitazione e la valutazione delle tensioni e delle deformazioni, allo scopo di ottenere la garanzia di una sicurezza permanente e uniforme dell'opera, sono stati effettuati secondo i metodi della scienza delle costruzioni e della teoria dell'elasticità.

Si sono analizzate le combinazioni più sfavorevoli delle condizioni elementari di carico al fine di individuare i valori massimi e minimi delle sollecitazioni cercate.

Il calcolo è stato eseguito in conformità alla vigente normativa tecnica e più precisamente alle già citate "Norme tecniche per le costruzioni" – D.M. 17/01/2018, ricorrendo al metodo degli Stati Limite.

3.1. CODICI DI CALCOLO UTILIZZATI

Le analisi sono state svolte ricorrendo ai seguenti codici di calcolo:

- MIDAS CIVIL 2020 ver. 3.2, MIDAS Information Technology Co. Ltd, SKn Technopark Tech-center, 190-1 Sangdaewon1-dong, Joongwon-gu, Seongnam, Gyeonggi-do, 462-721, Korea
- RC-SEC ver. 2012.8.0.386, GeoStru Software, via Lungomare – 89032 BIANCO (RC)
- Fogli di calcolo appositamente predisposti per specifiche verifiche con Office Excel 2007, Microsoft.

3.4.1 CODICE DI CALCOLO

Il calcolo delle strutture è stato effettuato utilizzando il programma ad elementi finiti Midas Civil 2020 vers 3.2 della Midas Information Technology, distribuito da Harpaceas – Milano.

Come consigliato nel Par. 10.2 di [1], si riportano alcune informazioni sul codice di calcolo usato per l'analisi degli elementi strutturali esaminati.

3.4.2 CARATTERISTICHE DEL CODICE DI CALCOLO

Il codice esegue l'analisi di strutture tridimensionali con nodi a sei gradi di libertà, utilizzando un solutore ad elementi finiti. Gli elementi considerati sono di tipo trave, con eventuali svincoli interni o rotazione attorno al proprio asse, e guscio, sia rettangolare sia triangolare, avente comportamento di membrana e di piastra. I carichi possono essere applicati ai nodi, come forze o coppie concentrate, sia sulle travi, come forze distribuite, trapezie, concentrate, coppie e distorsioni termiche, sia sugli elementi guscio come carichi d'area. I vincoli esterni sono definiti da sei costanti di rigidità elastica.

3.4.3 GRADO DI AFFIDABILITÀ DEL CODICE

L'affidabilità del codice di calcolo è garantita dall'esistenza di un'ampia documentazione di supporto, che riporta, per una serie di strutture significative, i confronti tra le analisi effettuate con il codice e quelle effettuate con codici di confronto (SAP2000 prodotto da Computers and Structures, Inc., California). Al termine dell'elaborazione viene valutata la correttezza della soluzione, sulla base dell'uguaglianza numerica tra lavoro esterno ed energia di deformazione. La presenza di un modulo CAD per l'introduzione dei dati permette la visualizzazione dettagliata degli elementi e dei carichi introdotti. E' possibile ottenere rappresentazioni grafiche di deformate, sollecitazioni e stati di tensione della struttura.

3.4.4 MOTIVAZIONE DELLA SCELTA DEL CODICE

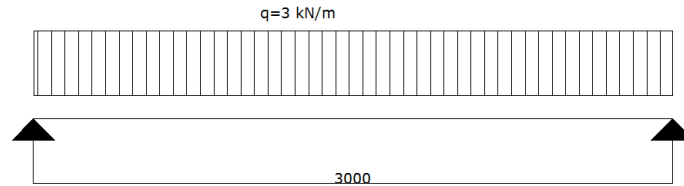
Midas Civil permette l'analisi dettagliata del comportamento dell'intera struttura. E' possibile inoltre scegliere il grado di affinamento dell'analisi di elementi complessi utilizzando schematizzazioni via via più dettagliate.

3.4.5 VALIDAZIONE DEL CODICE DI CALCOLO

La validazione del codice di calcolo viene eseguito confrontando i risultati delle sollecitazioni ottenute tramite calcolo manuale di una trave semplicemente appoggiata e la risoluzione della stessa struttura con stesse

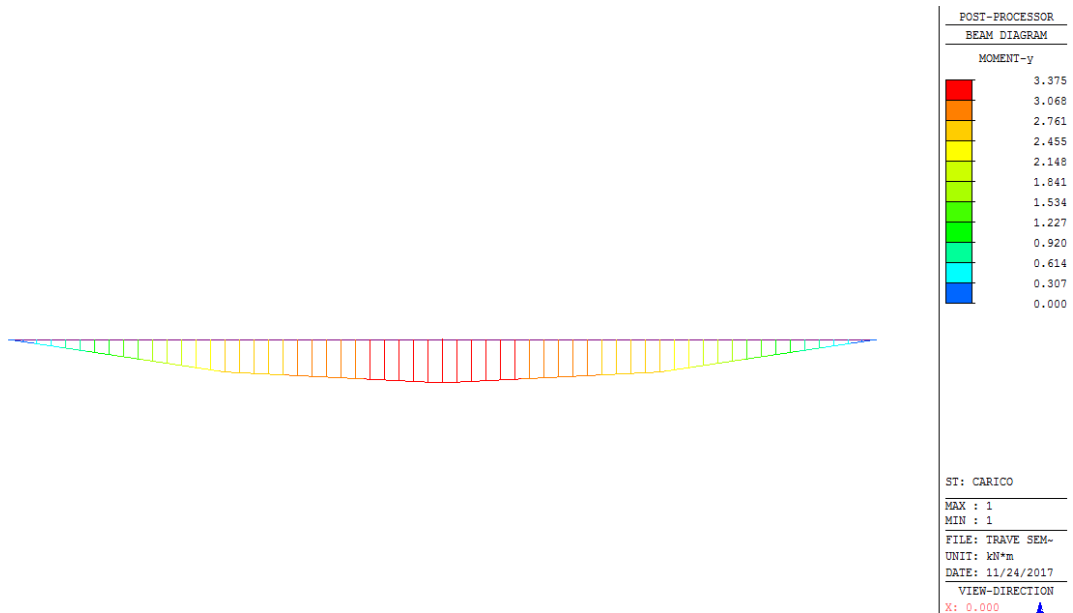
caratteristiche geometriche e carichi da parte del programma di calcolo ad elementi finiti utilizzato per la modellazione strutturale.

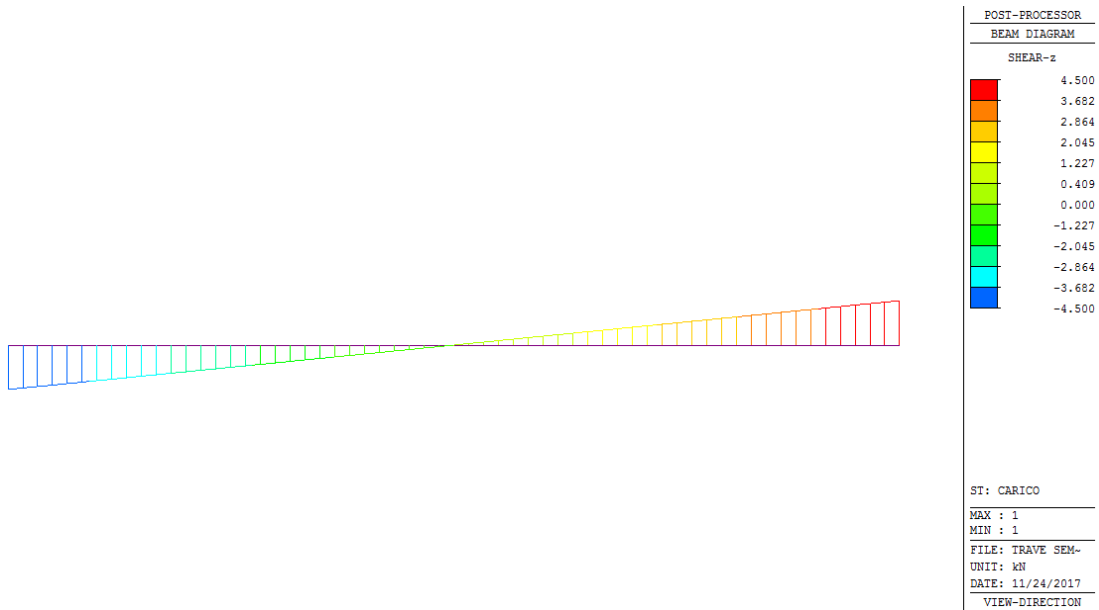
SOLUZIONE MANUALE



- $L = 3 \text{ m}$
- $q = 3 \text{ kN/m}$
- $M = q \cdot L^2 / 8 = 3.375 \text{ kNm}$
- $V = q \cdot L / 2 = 4.5 \text{ kN}$

SOLUZIONE PROGRAMMA AD ELEMENTI FINITI





I risultati sono coincidenti, il programma può di conseguenza considerarsi valido.

4. CARATTERISTICHE DELL'OPERA STRUTTURALE

Si riportano di seguito le caratteristiche dell'opera strutturale secondo quanto esposto nelle "Norme tecniche per le costruzioni" – D.M. 17/01/2018 (NTC 2018) e in accordo con la relativa "Direttiva di applicazione" della Provincia Autonoma di Trento (Maggio 2008).

4.1. VITA NOMINALE

La vita nominale di un'opera strutturale V_N è intesa come il numero di anni nel quale la struttura, purché soggetta alla manutenzione ordinaria, deve poter essere usata per lo scopo al quale è destinata.

TIPI DI COSTRUZIONE	V_N (anni)
1 - Opere provvisorie	≤ 10
2 - Opere ordinarie	≥ 50
3 - Grandi opere	≥ 100

Tabella 4.1: Tipo e vita nominale V_N dell'opera (NTC 2018 – tabella 2.4.I)

Nel caso in studio è possibile fare riferimento al tipo 2 – Opere ordinarie - con vita nominale pari a:

$$V_N = 50 \text{ anni}$$

4.2. CLASSE D'USO

In presenza di azioni sismiche con riferimento alle conseguenze di una interruzione di operatività o di un eventuale collasso la classe d'uso dell'opera in oggetto è pari a IV (si veda § 2.4.2 NTC 2018).

4.3. PERIODO DI RIFERIMENTO PER L'AZIONE SISMICA

Il valore del coefficiente d'uso C_U è definito, al variare della classe d'uso, come mostrato in tabella 4.2.

CLASSE D'USO	I	II	III	IV
COEFFICIENTE C_U	0,7	1,0	1,5	2,0

Tabella 4.2: Valori del coefficiente d'uso C_U dell'opera (NTC 2018 – tabella 2.4.II)

Le azioni sismiche su ciascuna costruzione vengono valutate in relazione ad un periodo di riferimento V_R che si ricava moltiplicandone la vita nominale V_N per il coefficiente d'uso C_U :

$$V_R = V_N \cdot C_U = 50 \cdot 2 = 100 \text{ anni}$$

5. COMBINAZIONI DI CARICO

Ai fini delle verifiche degli stati limite si definiscono le seguenti combinazioni delle azioni.

La combinazione per le verifiche statiche allo stato limite ultimo è:

$$F_d = \sum_{i=1}^{ng} \gamma_{gi} \cdot G_{ki} + \gamma_{q1} \cdot Q_{1k} + \sum_{i=2}^{nq} \gamma_{qi} \cdot \psi_{0i} \cdot Q_{ik}$$

dove:

- G_{ki} è il valore caratteristico delle azioni permanenti
- Q_{1k} è il valore caratteristico di una delle azioni variabili
- Q_{ik} è il valore caratteristico delle altre azioni variabili
- γ_g coefficiente parziale per la i-esima azione permanente
- γ_q coefficiente parziale per la i-esima azione variabile
- ψ_{0i} coefficiente di combinazione

Si riportano di seguito, in tabella 5.1, i valori dei coefficienti di combinazione per le azioni agenti sull'opera in esame.

AZIONI	GRUPPO DI AZIONI	ψ_{0i}	ψ_{1i}	ψ_{2i}
Azioni da traffico	Schema 1 (Carichi tandem)	0,75	0,75	0,00
	Schemi 1 e 5 (carichi distribuiti)	0,40	0,40	0,00
Vento q_5	Ponte scarico	0,60	0,20	0,00
	Ponte carico	0,60	-	-
Temperatura	T_k	0,60	0,60	0,50

Tabella 5.1: Valore dei coefficienti di combinazione (NTC 2018 – tabella 5.1.VI)

Nelle verifiche nei confronti degli stati limite ultimi strutturali (STR), si impiega un'unica combinazione dei gruppi di coefficienti parziali, definiti per le Azioni (A), per la resistenza dei materiali (M) e, eventualmente, per la resistenza globale (R). In tale approccio, per le azioni si impiegano i coefficienti γ_F riportati nella colonna A1 di tabella 5.2.

		Coefficiente γ_F	EQU ⁽¹⁾	A1 STR	A2 GEO
Carichi permanenti	favorevoli	γ_{g1}	0,90	1,0	1,00
	sfavorevoli		1,10	1,35	1,00
Carichi permanenti non strutturali ⁽²⁾	favorevoli	γ_{g2}	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,50	1,50	1,30
Carichi variabili da traffico	favorevoli	γ_q	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,50	1,50	1,30
Carichi variabili	favorevoli	γ_{qi}	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,50	1,50	1,30
Distorsioni e presollecitazioni di progetto	favorevoli	$\gamma_{\epsilon 1}$	0,90	1,00	1,00
	sfavorevoli		1,00 ⁽³⁾	1,00 ⁽⁴⁾	1,00
Ritiro e viscosità, Variazioni termiche, Cedimenti vincolari	favorevoli	$\gamma_{\epsilon 2}, \gamma_{\epsilon 3}, \gamma_{\epsilon 4}$	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,20	1,20	1,00
<p>⁽¹⁾ Equilibrio che non coinvolga i parametri di deformabilità e resistenza del terreno; altrimenti si applicano i valori di GEO.</p> <p>⁽²⁾ Nel caso in cui i carichi permanenti non strutturali (ad es. carichi permanenti non portati) siano compiutamente definiti si potranno adottare per essi gli stessi coefficienti validi per le azioni permanenti.</p> <p>⁽³⁾ 1,30 per instabilità in strutture con precompressione esterna.</p> <p>⁽⁴⁾ 1,20 per effetti locali.</p>					

Tabella 5.2: Valore dei coefficienti parziali di sicurezza (NTC 2018 – tabella 5.1.V)

La combinazione per le verifiche statiche allo stato limite di esercizio sono:

Combinazione rara

$$F_d = \sum_{i=1}^{ng} G_{ki} + Q_{1k} + \sum_{i=2}^{nq} \psi_{0i} \cdot Q_{ik}$$

Combinazione frequente

$$F_d = \sum_{i=1}^{ng} G_{ki} + \psi_{1i} \cdot Q_{1k} + \sum_{i=2}^{nq} \psi_{2i} \cdot Q_{ik}$$

Combinazione quasi permanente

$$F_d = \sum_{i=1}^{ng} G_{ki} + \sum_{i=2}^{nq} \psi_{2i} \cdot Q_{ik}$$

dove:

- G_{ki} è il valore caratteristico delle azioni permanenti
- Q_{1k} è il valore caratteristico di una delle azioni variabili
- Q_{ik} è il valore caratteristico delle altre azioni variabili
- ψ_{0i} coefficiente di combinazione per azioni rare
- ψ_{1i} coefficiente di combinazione per azioni frequenti
- ψ_{2i} coefficiente di combinazione per azioni quasi permanenti

Si riportano di seguito, in tabella 5.3, i valori dei coefficienti di combinazione per le azioni agenti sull'opera in esame.

AZIONI	GRUPPO DI AZIONI	ψ_{0i}	ψ_{1i}	ψ_{2i}
Azioni da traffico	Schema 1 (Carichi tandem)	0,75	0,75	0,00
	Schemi 1 e 5 (carichi distribuiti)	0,40	0,40	0,00
Vento q_5	Ponte scarico	0,60	0,20	0,00
	Ponte carico	0,60	-	-
Temperatura	T_k	0,60	0,60	0,50

Tabella 5.3: Valore dei coefficienti di combinazione (NTC 2018 – tabella 5.1.VI)

Carichi gravitazionali per valutazione delle masse in fase sismica

$$G_1 + G_2 + \sum_j \psi_{2j} Q_{kj}$$

Ai fini del calcolo della massa attivabile in condizione sismica si è adottato $\psi_{2j} = 0$.

In tabella 5.4 sono riassunte le combinazioni di carico utilizzate nell'analisi del ponte, in particolare sono riportati i coefficienti moltiplicativi finali ottenuti dal prodotto tra i coefficienti parziali di sicurezza e quelli di combinazione.

		COMBINAZIONI E COEFFICIENTI MOLTIPLICATIVI ($\psi_i \cdot \gamma_i$) - 1° carico fondamentale: carico viaggiante															
		G1	G2		ϵ_1	ϵ_2	ϵ_3	Q_{ik}	q_{ik}	q_3	q_4	q_5	q_6	q_7	q_8	q_9	E
		peso proprio	permanenti strutturali	permanenti NON strutturali	precompress.	ritiro & viscosità	cedimenti vincolari	stese di carico		frenatura o accelerazione	centrifuga	vento	idrodynamiche	ΔT	svio	attrito vincioli	sisma
SLU	1	1.35 / 1.00	1.35 / 1.00	1.5 / 1.00	1.00	1.20 / 0.00	1.20 / 0.00	1.35 / 0.00	1.35 / 0.00	-	-	0.6*1.5 / 0.00	v. §5.1.2.3	0.6*1.2 / 0.00	1.50 / 0.00	1.50 / 0.00	-
	2A	1.35 / 1.00	1.35 / 1.00	1.5 / 1.00	1.00	1.20 / 0.00	1.20 / 0.00	0.75*1.35 / 0.00	0.4*1.35 / 0.00	1.35	0.00	0.2*1.5 / 0.00	v. §5.1.2.3	0.6*1.2 / 0.00	1.50 / 0.00	1.50 / 0.00	-
	2B	1.35 / 1.00	1.35 / 1.00	1.5 / 1.00	1.00	1.20 / 0.00	1.20 / 0.00	0.75*1.35 / 0.00	0.4*1.35 / 0.00	-	1.35	0.2*1.5 / 0.00	v. §5.1.2.3	0.6*1.2 / 0.00	1.50 / 0.00	1.50 / 0.00	-
SLE	Frequente	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	0.75	0.40	-	-	0.20	v. §5.1.2.3	0.50	-	-	-
	Q. Perm.	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	-	-	-	-	0.00	v. §5.1.2.3	0.50	-	-	-
	Rara	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	-	-	0.60	v. §5.1.2.3	0.60	1.0	-	-
SISMA		1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	-	-	-	-	-	-	0.50	-	-	1.0

Tabella 5.4: Combinazioni di carico utilizzate

6. ANALISI DEI CARICHI

Si riportano di seguito le analisi dei carichi agenti sul ponte in esame.

6.1. CARATTERISTICHE GEOMETRICHE IMPALCATO

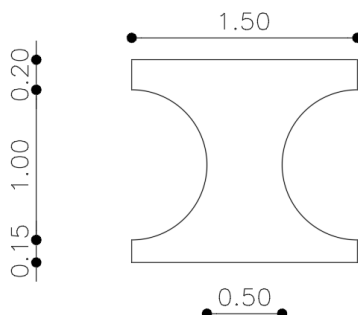
L'impalcato ha le seguenti caratteristiche geometriche:

- Lunghezza totale impalcato	33,455 m
- Luce di calcolo	32,00 m
- Larghezza totale impalcato	36,10 m
- Larghezza carreggiata autostradale interna impalcato	13,5 m
- Larghezza carreggiata tangenziale esterna impalcato	17,45 m
- Larghezza cordolo centrale	0,90 m
- Larghezza cordolo sinistro	2,50 m

6.2. PESO PROPRIO IMPALCATO (G_1) E CARICHI PERMANENTI (G_2)

- Peso proprio travi (soffitto alleggerito)

Con riferimento alle geometrie di progetto, per il soffitto alleggerito si considera un insieme di travi caratterizzate dalla sezione mostrata in figura:



L'area della sezione è pari a 1.246 m².

• peso della singola trave	$g_k = 1.246 \times 25 =$	31.15 kN/m
• peso travi in c.a.p. tratto in allargamento		19,22 kN/m
• soletta su trave in c.a.p. in allargamento		19.3 kN/m
• cordolo centrale		5,40 kN/m
• cordolo sinistro		9,38 kN/m
• muretto di appoggio barriera antirumore		40,00 kN/m
• pavimentazione bituminosa		3,00 kN/m ²
• sicurvia destro		0,70 kN/m
• sicurvia centrale		1,40 kN/m
• sicurvia sinistro		0,70 kN/m

- barriera antirumore 13,50 kN/m

6.3. AZIONI VARIABILI DA TRAFFICO

Di seguito si riportano le sollecitazioni considerando le condizioni le azioni da traffico per ponte di 1^a categoria.

6.3.1. Definizione delle corsie convenzionali

L'impalcato ha le seguenti caratteristiche geometriche:

- Numero delle corsie parte autostradale 3
- Numero delle corsie parte tangenziale 3
- Larghezza corsia 3,00 m
- Larghezza zona rimanente parte autostradale 4,50 m
- Larghezza zona rimanente parte tangenziale 8,45 m

Quindi i treni di carico sono divisi in:

1^a colonna di carico

- Q_{ik} = mezzo convenzionale da 300 kN a due assi (4 carichi concentrati da 150 kN)
- q_{ik} = carico ripartito da 9,00 kN/m² disposto lungo l'asse di una corsia d'ingombro da 3,00m

2^a colonna di carico

- Q_{ik} = mezzo convenzionale da 200 kN a due assi (4 carichi concentrati da 100 kN)
- q_{ik} = carico ripartito da 2,50 kN/m² disposto lungo l'asse di una corsia d'ingombro da 3,00m

3^a colonna di carico

- Q_{ik} = mezzo convenzionale da 100 kN a due assi (4 carichi concentrati da 50 kN)
- q_{ik} = carico ripartito da 2,50 kN/m² disposto lungo l'asse di una corsia d'ingombro da 3,00m

parte rimanente

- q_{ik} = carico ripartito da 2,50 kN/m²

Per l'analisi longitudinale del ponte, data la larghezza della carreggiata autostradale (13.50 m) e di quella tangenziale (17.45 m) si sono assegnate 3 corsie di carico di larghezza pari a 3.0 m secondo lo Schema di Carico 1, considerando come configurazioni di carico tre disposizioni, consentendo di massimizzare le sollecitazioni della trave principale:

- disposizione con delle corsie in asse alle travi esistenti, in corrispondenza della barriera centrale (Distribuzione 1);
- disposizione con delle corsie in asse alle travi del primo ampliamento (Distribuzione 2);
- disposizione con delle corsie in asse alle travi in progetto, in corrispondenza della barriera sinistra (Distribuzione 3).

Per le verifiche a fatica si condidera la verifica a danneggiamento dei piloli, si fara riferimento al modello di carico n°3, sempre transitante sulla corsia convenzionale n° 1, costituito da un veicolo di fatica simmetrico a 4 assi, ciascuno del peso di 120 kN.

Dovendo valutare una differenza tra massima e minima sollecitazione, è stato fatto transitare sull'impalcato il carico sopradescritto e sono state ottenute dal programma di calcolo le massime e le minime sollecitazioni per ciascun elemento considerato.

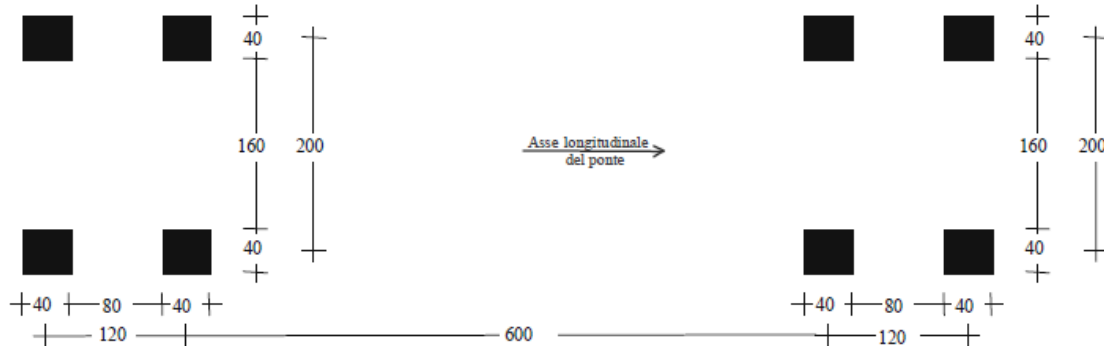


Figura 5.1.5 – Modello di carico a fatica n. 3

6.4. AZIONE LONGITUDINALE DI FRENAMENTO O ACCELERAZIONE (Q_3)

Per i ponti di 1^a categoria la forza di frenamento o di accelerazione q_3 è funzione del carico totale agente sulla corsia convenzionale n°1 è pari a:

$$q_3 = 0,6 \cdot (2 \cdot Q_{1k}) + 0,10 \cdot q_{1k} \cdot w_1 \cdot L$$

Il limite inferiore regolamentare per l'intensità delle forze di frenata è 180,0 kN, mentre quella superiore è di 900,0 kN.

Nel caso in esame si hanno i seguenti parametri:

- $Q_{1k} = 300$ kN
- $q_{1k} = 9,00$ kN/m²
- $w_1 = 3,00$ m
- $L = 33,455$ m

Quindi il valore dell'azione è pari a:

$$q_3 = 0,6 \times (2 \times 300) + 0,10 \times 9,00 \times 3,00 \times 33,455 = 450,33 \text{ kN}$$

6.5. AZIONE CENTRIFUGA (Q_4)

Il ponte è in rettilineo per sono assenti gli effetti di forza centrifuga.

6.6. AZIONE DEL VENTO (Q_5)

L'azione del vento sull'impalcato è assegnata sulla base delle indicazioni riportate al punto 3.3 delle NTC 2018 e al capitolo 8 dell'UNI EN 1991-1-4:2005 assumendo i seguenti parametri di base:

da tab 3.3.1 di [1];

- Zona 2: $v_{b,0} = 25$ m/s
- $A_s = 54$ m s.l.m.;

- $A_0 = 750$ m s.l.m.;
- $K_s = 0.015$
- $C_a = 1.00$
- $V_b = V_{b0} \times C_a = 25 \times 1 = 25$ m/s
- $T_r = 100$ anni $\rightarrow c_r = 0,65 \cdot \left\{ 1 - 0,138 \cdot \ln \left[-\ln \left(1 - \frac{1}{T_r} \right) \right] \right\} = 1.06$
- $V_r = V_b \times C_r = 25 \times 1.06 = 26.5$ m/s
- Classe di rugosità del terreno: B;
- Categoria di esposizione IV;
- Altezza dal suolo $z = 11.4$ m;
- Coefficiente di esposizione $C_e = 1.87$;
- Coefficiente dinamico $C_d = 1.00$;
- Coefficiente di forma o "force coefficient" $C_{f,x,0}$ (da fig. 8.3 di [9])

Altezza impalcato = $1.15 + 0.20 = 1.35$ m

Larghezza impalcato $b = 36.10 \times 2 = 72.20$ m

Altezza d a ponte carico:

Si considera un ingombro di 10.8 m della barriera.

$d = 1.15 + 0.15 + 1.50 + 10.8 = 13.6$ m;

$b/d = 5.30$.

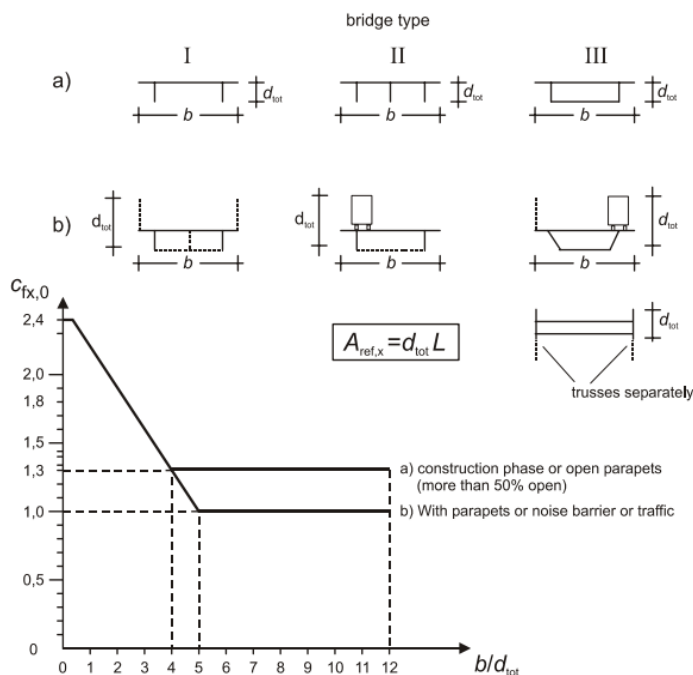


Figure 8.3 — Force coefficient for bridges, $C_{f,x,0}$

$C_{f,x,0} = 1.00$

$F_w = q_r \times C \times A_{ref}$ (eq. 8.2 in [9])

- $q_r = 0.5 \times \rho \times V_r^2 = 0.5 \times 1.25 \times 26.50^2 = 438.91 \text{ N/m}^2$ ($\rho = 1.25 \text{ kg/m}^3$)
- $C = 1.87 \times 1.00 = 1.87$
- Pressione vento: $q_r \times C = 438.91 \times 1.87 = 0.82 \text{ kN/m}^2$

6.7. VARIAZIONE TERMICA (ϵ_3)

La valutazione delle azioni da variazioni termiche viene effettuata in base ai criteri contenuti nelle norme UNI EN 1991-1-5 e nell'Annesso Nazionale.

Variazioni termiche uniformi Δt_N

Di seguito si riporta il grafico che mette in relazione le temperature minime e massime dell'aria con quelle del ponte. La nostra struttura ricade nella tipologia n° 2: impalcati composti per valgono le relazioni:

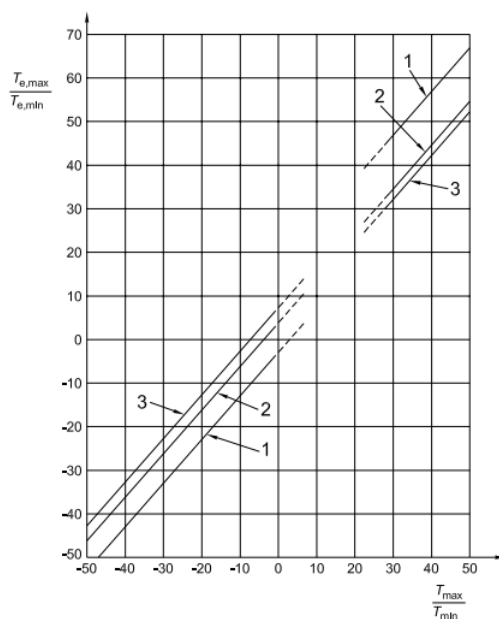
$$T_{e,max} = T_{max} + 4$$

$$T_{e,min} = T_{min} + 4$$

figura 6.1 Correlazione tra temperatura dell'aria all'ombra minima/massima (T_{min}/T_{max}) e componente di temperatura uniforme del ponte minima/massima ($T_{e,min}/T_{e,max}$)

Legenda

- 1 Tipo 1
- 2 Tipo 2
- 3 Tipo 3



Nota 1 I valori in figura 6.1 sono basati su un'escursione di temperatura giornaliera di 10 °C. Una tale escursione può essere considerata appropriata per la maggior parte degli Stati Membri.

Nota 2 Per travi di acciaio reticolari e a parete piena il valore massimo dato per il tipo 1 può essere ridotto di 3 °C.

Per la valutazione delle massime e minime temperature dell'aria si fa riferimento al par. 3.5.2 delle NTC 2018 [1]; il sito ricade in zona I dove Tmax e Tmin valgono:

$$T_{max} = 42 - 6 \times as/1000$$

$$T_{min} = -15 - 4 \times as/1000$$

Assumendo una altitudine di riferimento pari a: $as = 9.5$ m s.l.m. risulta:

- $T_{max} = 42 - 6 \times 30/1000 = 41.8 \text{ } ^\circ\text{C} \approx 42 \text{ } ^\circ\text{C}$
- $T_{min} = -15 - 4 \times 30/1000 = -15 \text{ } ^\circ\text{C}$
- $T_0 = 15 \text{ } ^\circ\text{C}$ temperatura media al fissaggio dei vincoli, assunta sulla base dei grafici sopra riportati relativi alla Tipologia strutturale: 2.

Assumendo tali valori si ottengono le seguenti temperature

- $T_{e,max} = T_{max} + 4 = 46 \text{ } ^\circ\text{C}$ temperatura massima dell'impalcato;
- $T_{e,min} = T_{min} + 4 = -11 \text{ } ^\circ\text{C}$ temperatura minima dell'impalcato.

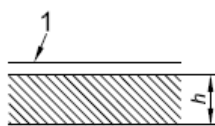
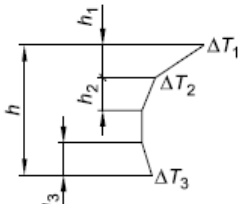
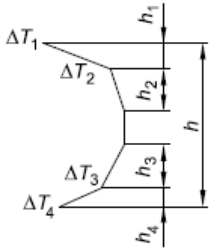
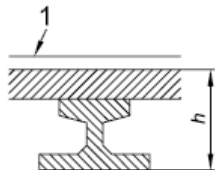
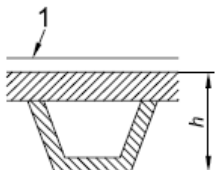
La variazione termica totale sul ponte risulta pertanto: $\Delta T_n = T_{e,max} - T_{e,min} = 57 \text{ } ^\circ\text{C}$ con le seguenti componenti:

- $\Delta T_{n,con} = T_{e,min} - T_0 = -11 - 15 = -26 \text{ } ^\circ\text{C}$ massima contrazione caratteristica;
- $\Delta T_{n,exp} = T_{e,max} - T_0 = 46 - 15 = 31 \text{ } ^\circ\text{C}$ massima espansione caratteristica;

Tali valori saranno assunti per la progettazione delle strutture.

Variazioni termiche lineari ΔtM

Per quanto riguarda le variazioni termiche differenziali soletta-travi, si è fatto riferimento all'approccio 2, procedura normale, considerando le seguenti differenze di temperatura all'interno della sezione:

Tipo di Costruzione	Differenza di Temperatura (ΔT)																																																																	
	(a) Riscaldamento	(b) Raffreddamento																																																																
 <p>3a. Piastra di calcestruzzo 1 100 mm di rivestimento</p>																																																																		
 <p>3b. Trave di calcestruzzo 1 100 mm di rivestimento</p>	$h_1 = 0,3h$ ma $\leq 0,15$ m $h_2 = 0,3h$ ma $\leq 0,10$ m ma $< 0,25$ m $h_3 = 0,3h$ ma $\leq (0,10 + \text{spessore rivestimento in metri})$ (per piastre sottili, h_3 è limitata da $h - h_1 - h_2$)	$h_1 = h_4 = 0,20h$ ma $\leq 0,25$ m $h_2 = h_3 = 0,25h$ ma $\leq 0,20$ m																																																																
 <p>3c. Trave scatolare di calcestruzzo 1 100 mm di rivestimento</p>	<table border="1"> <thead> <tr> <th>h</th> <th>ΔT_1</th> <th>ΔT_2</th> <th>ΔT_3</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>m</td> <td></td> <td>$^\circ\text{C}$</td> <td></td> </tr> <tr> <td>$\leq 0,2$</td> <td>8,5</td> <td>3,5</td> <td>0,5</td> </tr> <tr> <td>0,4</td> <td>12,0</td> <td>3,0</td> <td>1,5</td> </tr> <tr> <td>0,6</td> <td>13,0</td> <td>3,0</td> <td>2,0</td> </tr> <tr> <td>$\geq 0,8$</td> <td>13,0</td> <td>3,0</td> <td>2,5</td> </tr> </tbody> </table>	h	ΔT_1	ΔT_2	ΔT_3	m		$^\circ\text{C}$		$\leq 0,2$	8,5	3,5	0,5	0,4	12,0	3,0	1,5	0,6	13,0	3,0	2,0	$\geq 0,8$	13,0	3,0	2,5	<table border="1"> <thead> <tr> <th>h</th> <th>ΔT_1</th> <th>ΔT_2</th> <th>ΔT_3</th> <th>ΔT_4</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>m</td> <td></td> <td>$^\circ\text{C}$</td> <td></td> <td></td> </tr> <tr> <td>$\leq 0,2$</td> <td>-2,0</td> <td>-0,5</td> <td>-0,5</td> <td>-1,5</td> </tr> <tr> <td>0,4</td> <td>-4,5</td> <td>-1,4</td> <td>-1,0</td> <td>-3,5</td> </tr> <tr> <td>0,6</td> <td>-6,5</td> <td>-1,8</td> <td>-1,5</td> <td>-5,0</td> </tr> <tr> <td>0,8</td> <td>-7,6</td> <td>-1,7</td> <td>-1,5</td> <td>-6,0</td> </tr> <tr> <td>1,0</td> <td>-8,0</td> <td>-1,5</td> <td>-1,5</td> <td>-6,3</td> </tr> <tr> <td>$\geq 1,5$</td> <td>-8,4</td> <td>-0,5</td> <td>-1,0</td> <td>-6,5</td> </tr> </tbody> </table>	h	ΔT_1	ΔT_2	ΔT_3	ΔT_4	m		$^\circ\text{C}$			$\leq 0,2$	-2,0	-0,5	-0,5	-1,5	0,4	-4,5	-1,4	-1,0	-3,5	0,6	-6,5	-1,8	-1,5	-5,0	0,8	-7,6	-1,7	-1,5	-6,0	1,0	-8,0	-1,5	-1,5	-6,3	$\geq 1,5$	-8,4	-0,5	-1,0	-6,5
h	ΔT_1	ΔT_2	ΔT_3																																																															
m		$^\circ\text{C}$																																																																
$\leq 0,2$	8,5	3,5	0,5																																																															
0,4	12,0	3,0	1,5																																																															
0,6	13,0	3,0	2,0																																																															
$\geq 0,8$	13,0	3,0	2,5																																																															
h	ΔT_1	ΔT_2	ΔT_3	ΔT_4																																																														
m		$^\circ\text{C}$																																																																
$\leq 0,2$	-2,0	-0,5	-0,5	-1,5																																																														
0,4	-4,5	-1,4	-1,0	-3,5																																																														
0,6	-6,5	-1,8	-1,5	-5,0																																																														
0,8	-7,6	-1,7	-1,5	-6,0																																																														
1,0	-8,0	-1,5	-1,5	-6,3																																																														
$\geq 1,5$	-8,4	-0,5	-1,0	-6,5																																																														

Estradosso caldo:

$$\begin{aligned}\Delta T_1 &= 13^\circ; & h_1 &= 0.3 h = 0.3 \times 1.35 = 0.41 \text{ m} > 0.15 \text{ m} \rightarrow 0.15 \text{ m} \\ \Delta T_2 &= 3^\circ; & h_2 &= 0.3 h = 0.3 \times 1.35 \text{ m} = 0.41 \text{ m} > 0.25 \text{ m} \rightarrow 0.25 \text{ m} \\ \Delta T_3 &= 2.5^\circ; & h_3 &= 0.3 h = 0.3 \times 1.35 \text{ m} = 0.41 \text{ m} > 0.1 \text{ m} \rightarrow 0.10 \text{ m}\end{aligned}$$

Estradosso freddo:

$$\begin{aligned}\Delta T_1 &= -8.4^\circ; & h_1 &= 0.2 h = 0.2 \times 1.35 = 0.27 \text{ m} > 0.25 \text{ m} \rightarrow 0.25 \text{ m} \\ \Delta T_2 &= -0.5^\circ; & h_2 &= 0.25 h = 0.25 \times 1.35 = 0.34 \text{ m} > 0.2 \text{ m} \rightarrow 0.2 \text{ m} \\ \Delta T_3 &= -1^\circ; & h_3 &= 0.25 h = 0.25 \times 1.7 = 0.34 \text{ m} > 0.2 \text{ m} \rightarrow 0.2 \text{ m} \\ \Delta T_4 &= -6.5^\circ; & h_4 &= 0.2 h = 0.2 \times 1.7 = 0.27 \text{ m} > 0.25 \text{ m} \rightarrow 0.25 \text{ m}\end{aligned}$$

Combinazione degli effetti uniformi e lineari

Sempre in accordo al par 6.1.5 della EN 1991-1-5:2003 "Eurocodice 1: azioni sulle strutture. Parte 1-5: azioni generali – azioni termiche", si tiene conto della simultaneità della variazione uniforme di temperatura (ΔT_N) e del gradiente (ΔT_M) con la seguente loro combinazione:

$$\begin{aligned}\Delta T_M + 0.35 \cdot \Delta T_N \\ 0.75 \cdot \Delta T_M + \Delta T_N\end{aligned}$$

L'analisi verrà condotta sulla base dei singoli step di carico ($\Delta T_{n,con}$, $\Delta T_{n,exp}$, ΔT_{M+} , ΔT_{M-}), combinandoli tra di loro secondo la regola sopra esposta ed infine involupando le sollecitazioni: quest'ultimo step rappresenterà l'involuppo (max e min) delle azioni termiche sulla struttura da utilizzare nelle combinazioni sl_u, sl_v e sl_e previste da norma.

6.8. PRECOMPRESSIONE

La precompressione iniziale delle travi valgono:

- Travi esistenti: $\sigma_{pi} = 1078 \text{ MPa}$;
- Travi del primo ampliamento: $\sigma_{pi} = 1400 \text{ MPa}$.

Tuttavia al fine di considerare le perdite che tali armature hanno subito dalla fase di costruzione dell'impalcato, relativamente a ritiro, viscosità, rientro degli ancoraggi e rilassamento, si è considerato un tiro effettivo all'atto della costruzione dell'ampliamento ridotto del 30% rispetto a quello iniziale.

A seguito di tale considerazione è stata inserita nel programma di calcolo una forza di precompressione di:

- Travi esistenti: $\sigma_{pi} = 755 \text{ MPa}$;
- Travi del primo ampliamento: $\sigma_{pi} = 980 \text{ MPa}$.

6.9. AZIONE SISMICA

Ai fini sismici l'opera è caratterizzata dai parametri sotto elencati.

- Vita nominale: $V_N = 50 \text{ anni}$;
- Classe d'uso: classe IV, $C_U=2$;
- Periodo di riferimento per l'azione sismica: $V_R = V_N \cdot C_U = 50 \cdot 2 = 100 \text{ anni}$;

- La probabilità di superamento dell'azione sismica viene definita in funzione del periodo di ritorno T_R di seguito definito.
- Categoria di sottosuolo: C
- Categoria topografica: T1;
- Coefficiente di amplificazione stratigrafica: $S_S = 1.39$ (SLV) – 1.31 (SLC);
- Coefficiente di amplificazione topografica: $S_T = 1$

Ne derivano i seguenti parametri sismici:

Stato Limite	T_R [anni]	a_g [g]	F_0 [-]	T_C^* [s]
SLO	60	0.073	2.473	0.275
SLD	101	0.090	2.466	0.285
SLV	949	0.213	2.428	0.315
SLC	1950	0.265	2.449	0.323

7. ANALISI IMPALCATO

L'impalcato del viadotto è stato analizzato attraverso un modello FEM con l'ausilio del programma di calcolo MIDAS CIVIL 2018. Si riporta di seguito l'analisi dell'impalcato.

Per valutare in dettaglio il comportamento d'insieme dell'impalcato ovvero le sollecitazioni nei vari elementi strutturali, si procede con una modellazione FEM secondo le geometrie di progetto adottando elementi monodimensionali tipo "beam".

Ai fini della sola applicazione dei carichi, oltre agli elementi portanti principali (travi e traversi) si implementa la soletta discretizzandola con una serie di strisce trasversali di larghezza 1.00 m.

A livello geometrico, si considera come piano di riferimento quello di estradosso soletta associando pertanto opportuni "offset" sezionali per modellare le corrette posizioni dei baricentri dei vari elementi. Convenzionalmente si adotta il seguente sistema di riferimento

- asse X = asse orizzontale longitudinale
- asse Y = asse orizzontale trasversale
- asse Z = asse verticale

I carichi sono modellati come:

- forze/coppie nodali
- forze/coppie per unità di lunghezza
- gradienti termici uniformi e lineari

Per quanto riguarda i carichi da traffico, il software impiegato consente di simulare l'effetto di un carico viaggiante (*vehicle*) lungo apposite corsie (*lane*), massimizzando gli effetti in tutti gli elementi modellati.

La precompressione è stata inserita all'interno delle travi esistenti considerando le perdite differite nel tempo (relative a ritiro, viscosità, rientro ancoraggi e rilassamento) pari a 30% del tiro iniziale.

Infine i vincoli delle travi sono di tipo rigido, secondo lo schema statico di progetto ovvero:

- appoggio fisso.

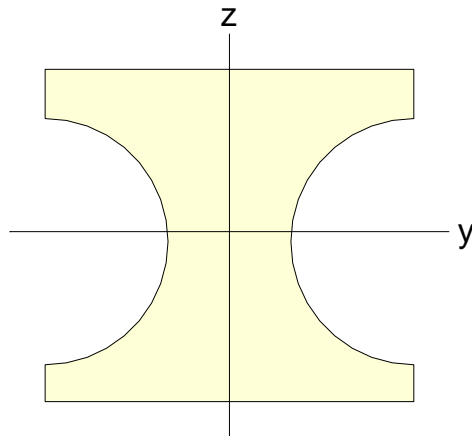
7.1. CARATTERISTICHE INERZIALI

L'impalcato in allargamento è definito da sedici in struttura mista acciaio – cls su cui poggia una soletta in c.a. di spessore 0,20 m.

Le valutazioni delle caratteristiche inerziali di calcolo sono state eseguite con il programma calcolo Midas Civil, specifico per l'analisi di ponti.

Di seguito sono riportate le tabelle riepilogative delle caratteristiche dei singoli elementi di travi e traversi di modello. Nelle tabelle sono considerate due fasi:

- Solo struttura metallica - Before Composite
- Struttura composta a tempo $t=0$ - After Composite



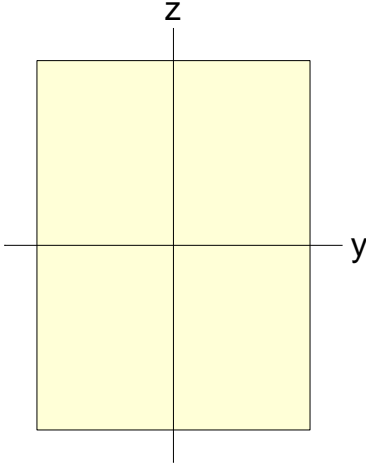
A (mm ²)	Asy (mm ²)	Asz (mm ²)	z (+) (mm)	z (-) (mm)
1246200.000	1015210.000	675192.000	659.376	690.624
Ixx (mm ⁴)	Iyy (mm ⁴)	Izz (mm ⁴)	y (+) (mm)	y (-) (mm)
95421400000.000	258489000000.000	140178000000.000	750.000	750.000

Tabella 7.1: Caratteristiche trave in c.a.p. del solettone a simulare le parti interne

Before Composite					After Composite				
A (mm ²)	Asy (mm ²)	Asz (mm ²)	z (+) (m)	z (-) (mm)	A (mm ²)	Asy (mm ²)	Asz (mm ²)	z (+) (m)	z (-) (mm)
769950.800	269939.199	313979.466	710.565	439.435	1157950.800	633372.975	392745.143	438.965	711.035
Ixx (mm ⁴)	Iyy (mm ⁴)	Izz (mm ⁴)	y (+) (m)	y (-) (mm)	Ixx (mm ⁴)	Iyy (mm ⁴)	Izz (mm ⁴)	y (+) (m)	y (-) (mm)
11158205479	118114984390	224016018662	970.00	970.0	286146265466	288912594573	345705751995	970.00	970.0

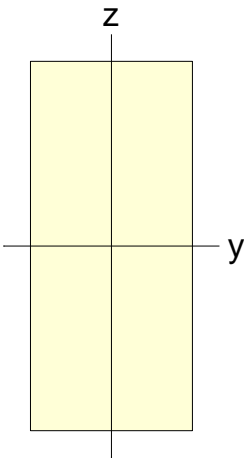
.704	.880	.466	0	00	.033	.261	.800	0	00
-	-	-	-	-	Es/Ec	Gs/Gc	Ds/Dc	Ps	Pc
-	-	-	-	-	1.000	1.000	0.000	0.200	0.200

Tabella 7.2: Caratteristiche trave in c.a.p. del precedente ampliamento



A (mm ²)	Asy (mm ²)	Asz (mm ²)	z (+) (mm)	z (-) (mm)
1350000.000	1125000.000	1125000.000	675.000	675.000
Ixx (mm ⁴)	Iyy (mm ⁴)	Izz (mm ⁴)	y (+) (mm)	y (-) (mm)
245268693984.845	205031250000.000	112500000000.000	500.000	500.000

Tabella 7.3: Caratteristiche traverso di appoggio solettone



A (mm ²)	Asy (mm ²)	Asz (mm ²)	z (+) (mm)	z (-) (mm)
1350000.000	1125000.000	1125000.000	675.000	675.000
Ixx (mm ⁴)	Iyy (mm ⁴)	Izz (mm ⁴)	y (+) (mm)	y (-) (mm)
245268693984.845	205031250000.000	112500000000.000	500.000	500.000

364000.000	303333.333	303333.333	455.000	455.000
I_{xx} (mm ⁴)	I_{yy} (mm ⁴)	I_{zz} (mm ⁴)	y (+) (mm)	y (-) (mm)
14054057805.112	25119033333.333	4853333333.333	200.000	200.000

Tabella 7.4: Caratteristiche trasverso. del precedente ampliamento

7.2. AZIONI SULLE TRAVI PRINCIPALI

Nelle figure successive si riporta la mappatura delle deformazioni e delle sollecitazioni nei punti significativi delle travi principali del viadotto.

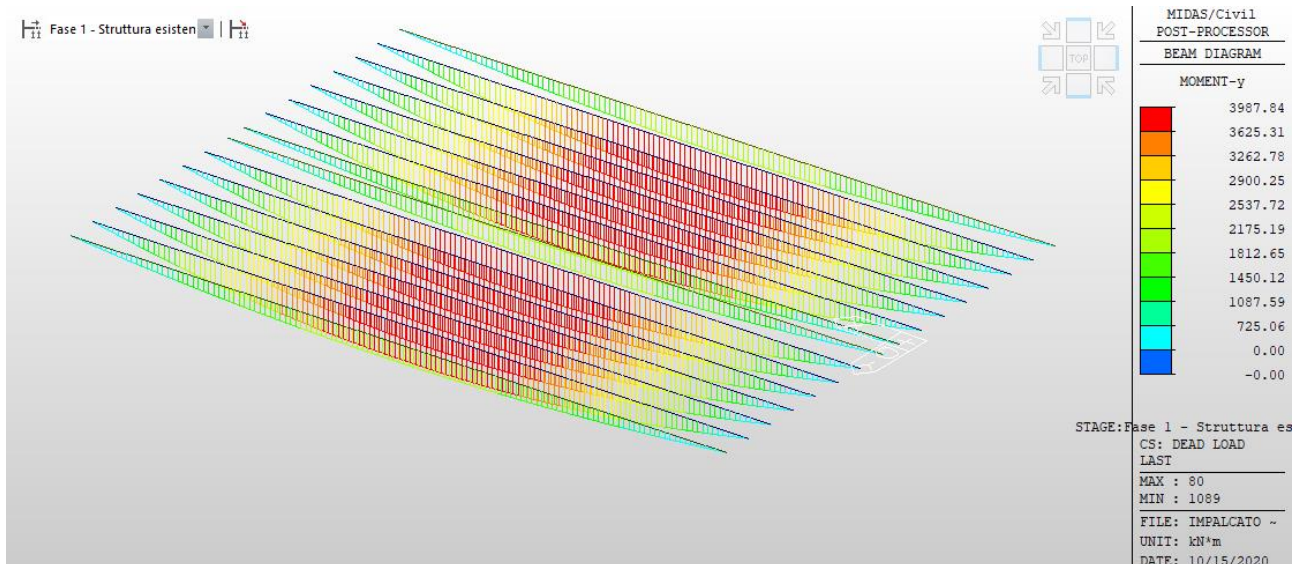


Figura 7.1 : Momento flettente peso proprio travi esistenti

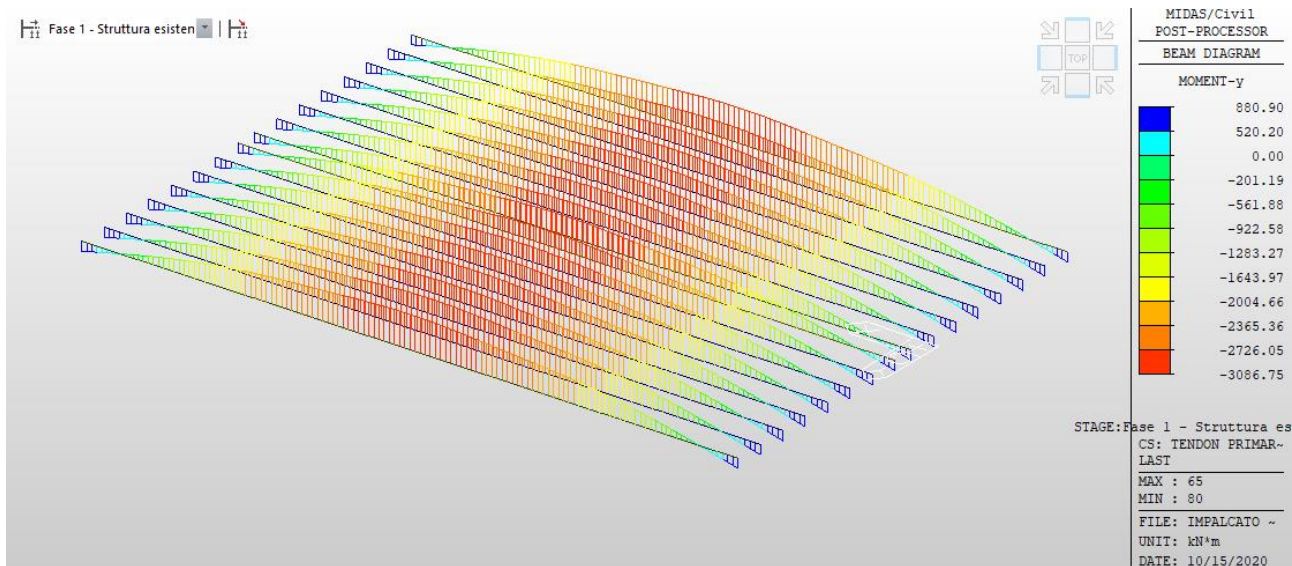


Figura 7.2 : Momento flettente precompressione travi esistenti

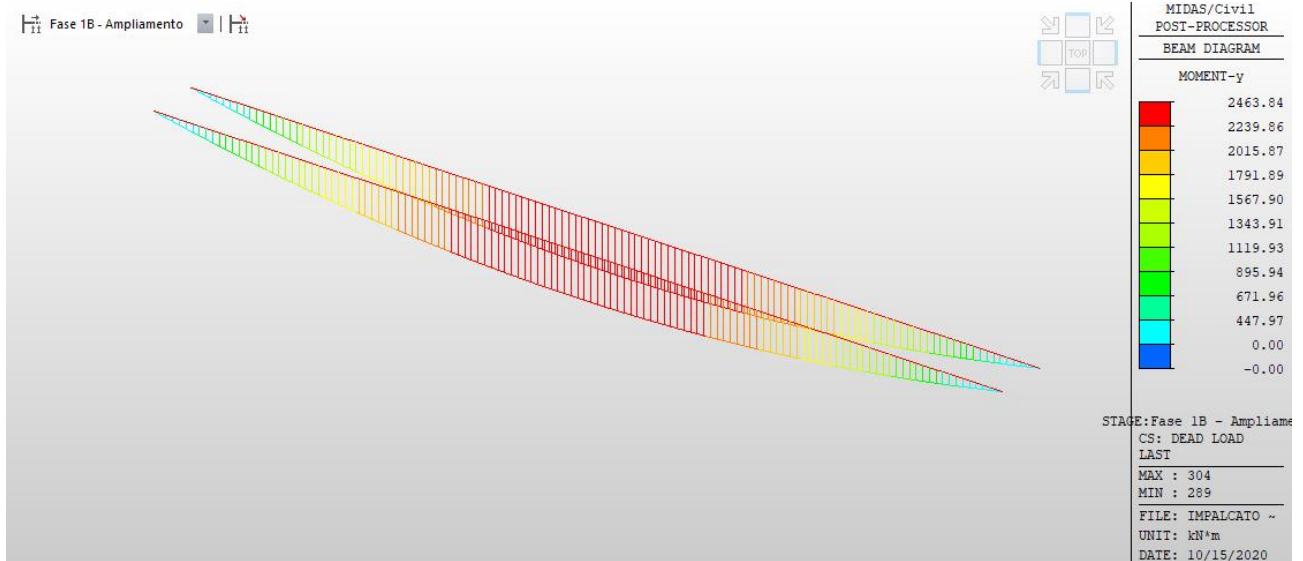


Figura 7.3 : Momento flettente peso proprio travi primo ampliamento

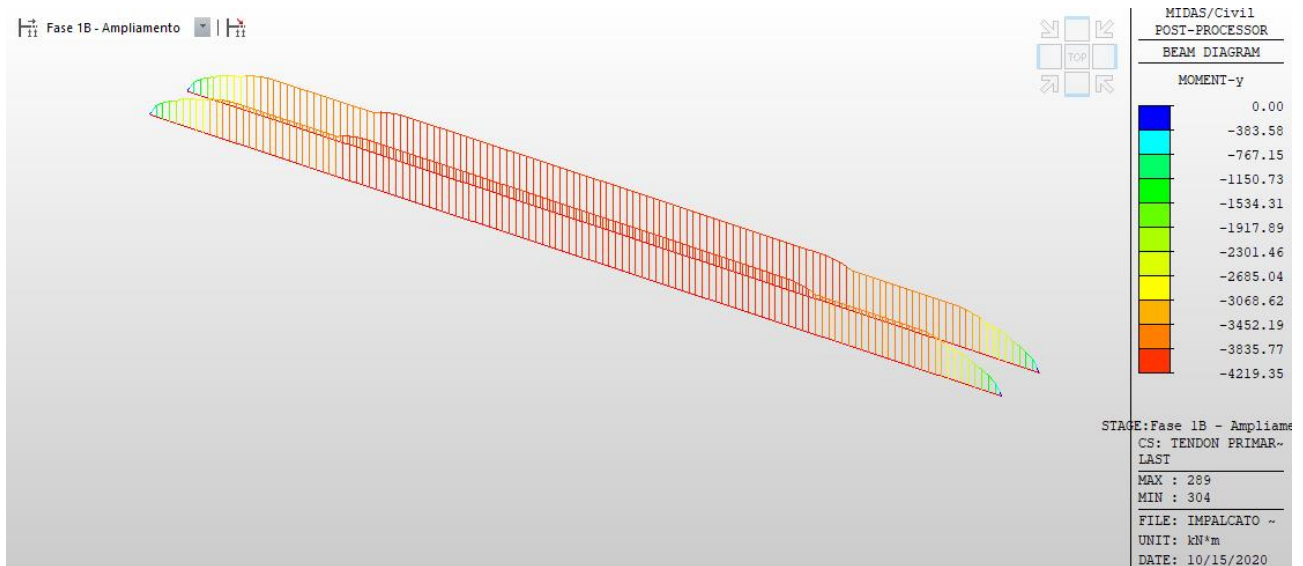


Figura 7.4 : Momento flettente precompressione travi primo ampliamento

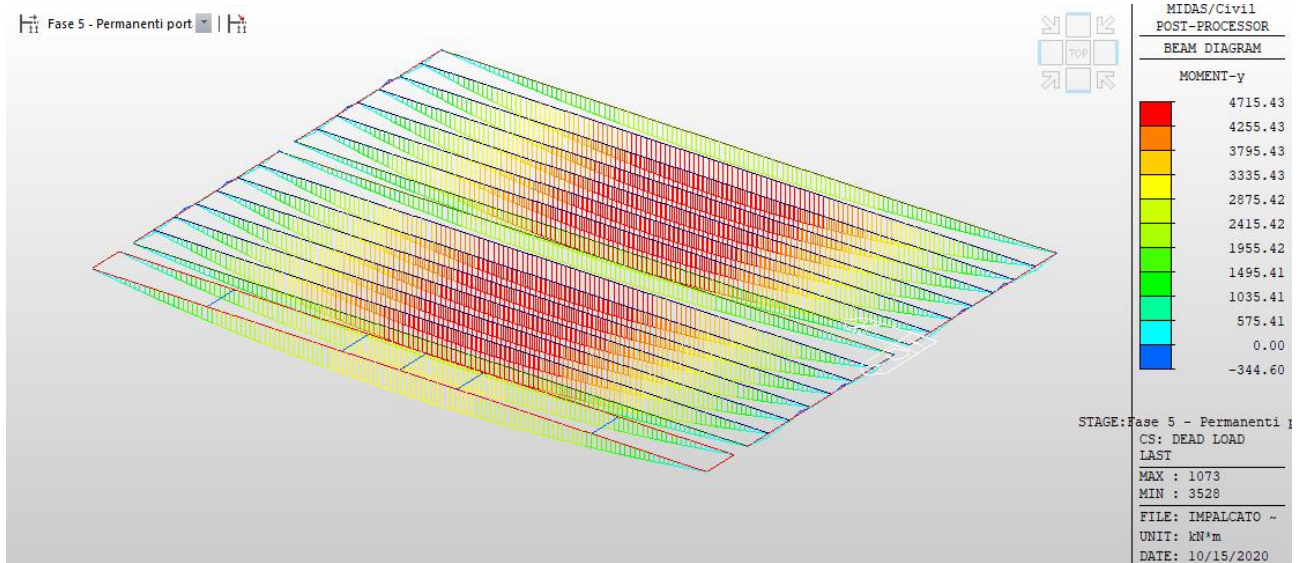


Figura 7.5 : Momento flettente peso proprio e permanenti portati impalcato esistente

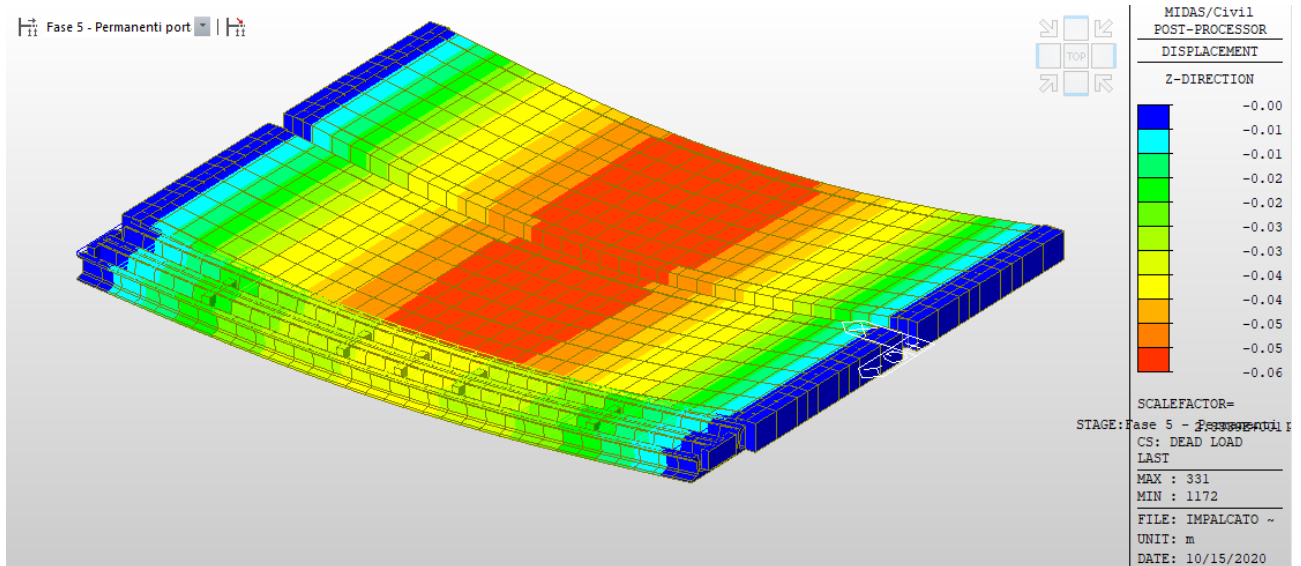


Figura 7.6 : Deformata peso proprio e permanenti portati impalcato esistente

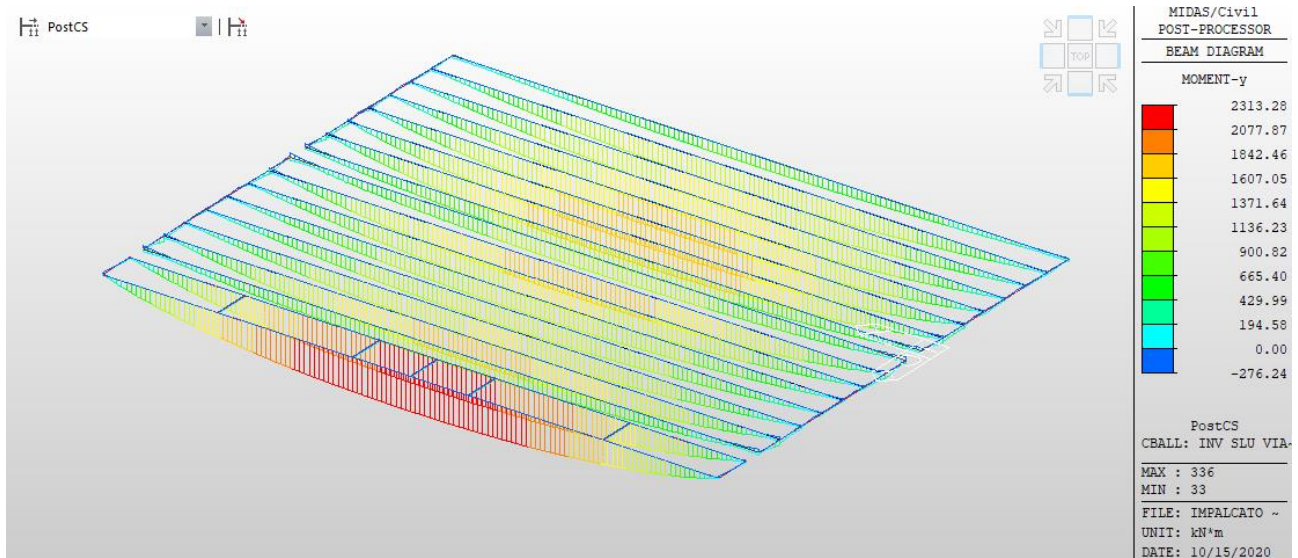


Figura 7.7 : Momento flettente per azione dei carichi mobili SLU impalcato esistente

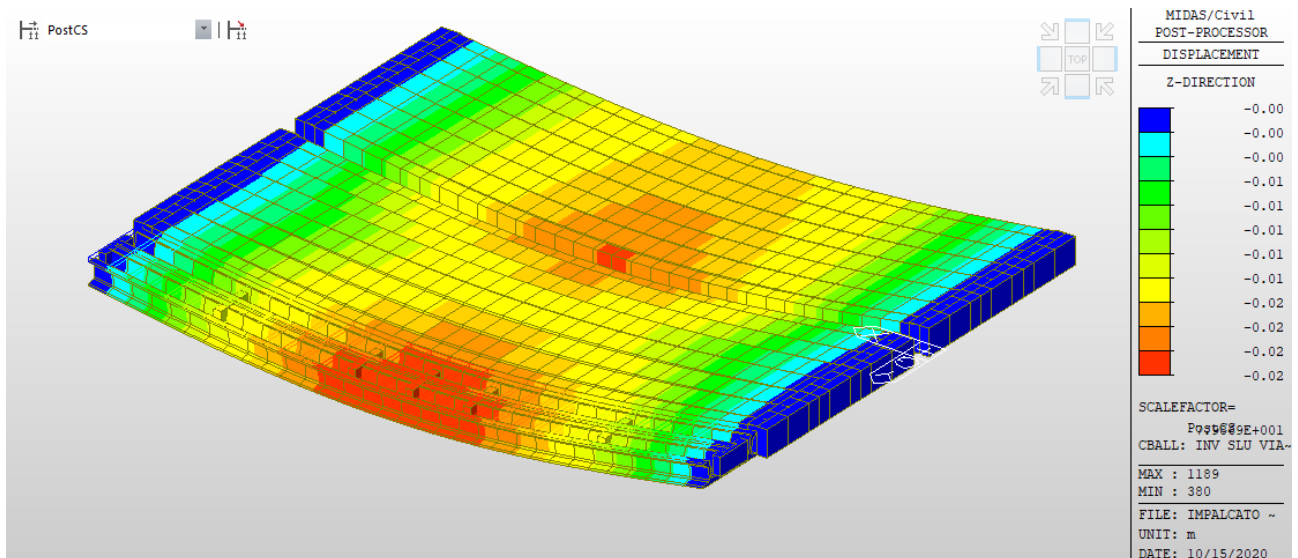


Figura 7.8 : Deformata per azione dei carichi mobili SLU impalcato esistente

8. VERIFICA DELL'IMPALCATO ESISTENTE

8.1. VERIFICA DEL SOLETTONE ESISTENTE

Sulla base del progetto originario è stato possibile identificare l'armatura di precompressione e lenta presente al fine di procedere con le verifiche secondo la normativa tecnica attuale. Come anticipato in precedenza, la precompressione assegnata alla trave è stata limitata al 70% di quella iniziale al fine di tenere in considerazione lo stato di progressivo rilassamento delle armature da precompressione. Tale armatura è pari a 42Φ6 per cavo, per un totale di 6 cavi a trave. E' inoltre presente armatura lenta pari a 4 Φ12 superiori e 4 Φ12 inferiori.

Si riporta di seguito la verifica dell'elemento di mezzeria e in appoggio della trave di bordo nella condizione di massime sollecitazioni SLU.

Verifica sull'appoggio

Element Number	1057					
Position Information	I					
1.Design Condition						
1.1 Design Parameters						
- Partial factors for ultimate limit states	(EN 1992-1-1:2004, 2.4.2.4)					
Design Situations	γ_c for concrete	γ_s for reinforcing steel	γ_s for prestressing steel			
Persistent & Transient	1.500	1.150	1.150			
Accidental	1.200	1.000	1.000			
- factor α_{cc} , α_{ct} : Coefficient for long term effects on Compression and Tensile Strength.						
α_{cc} =	0.850	(for the Compressive strength)				
α_{ct} =	1.000	(for the Tensile strength)				
1.2 Sectional Information						
b_w	1500.0 mm	I_y	2.5849E+11 mm ⁴			
h	1350.0 mm	I_z	1.4018E+11 mm ⁴			
d_c	50.0 mm	C_y	750.0 mm			
d_t	1300.0 mm	C_z	690.6 mm			
A	1246200.000 mm ²	A_{sl}	452.000 mm ²			
		A_{sc}	452.000 mm ²			
		A_{sw}	158.000 mm ²			
		A_{wt}	0.000 mm ²			
		A_{lt}	0.000 mm ²			
1.3 Material Information						
- Concrete Material Information						
f_{ck} =	32.000 MPa	E_c =	33345.000 MPa			
- Reinforcement Material Information						
f_{yk} =	230.000 MPa	E_s =	206000.000 MPa			
1.4 Tendon Profile Information						
Type	Tendon Name	Location (mm)	Area (mm ²)	Strength (MPa)		E_p (MPa)
				f_{pk}	$f_{p0.1k}$	
1	Cavi precompressione	490.0	7122.000	1618.000	1274.000	195000.000

2.Ultimate Moment Resistance

■ Positive Moment

1 Check Moment Resistance, $M_{R,d}$

- Design Load

Load Combination Name : sl_u 1-3
Design Situations : Persistent & Transient
Load Combination Type : FX-MAX
 $M_{Ed} = 222.382 \text{ kN} \cdot \text{m}$

- factor λ , and factor η

(EN 1992-1-1:2004, 3.1.7)

$\lambda = 0.800$ ($f_{ck} \leq 50 \text{ MPa}$)
 $\eta = 1.000$ ($f_{ck} \leq 50 \text{ MPa}$)

- Design strength of concrete

$f_{cd} = \alpha_{cc} \cdot f_{ck} / \gamma_c = 18.133 \text{ MPa}$

- Design strength of Reinforcement

$f_{yd} = f_{yk} / \gamma_{s_rebar} = 200.000 \text{ MPa}$

- Calculate Neutral Axis

- 1) Assume neutral axis depth.
- 2) Calculate the strain of steel and tendon.
- 3) Calculate the stress of steel and tendon.
- 4) Calculate the axial force in concrete, steel, and tendon.
- 5) Check if the resultant force of cross-section is zero.
- 6) Repeat step 1 through 5 until the resultant force becomes zero.

Num.	Neutral depth (mm)	Compression Force (C) (kN)		Tension Force (T) (kN)		Ratio (C/T)
		Concrete	Reinforcement	Reinforcement	Tendon	
1	675.0	10446.346	90.400	90.400	0.000	116.55692
2	337.5	6917.823	90.400	90.400	7550.343	0.91722
3	506.3	8936.720	90.400	90.400	0.000	99.85752
4	421.9	8016.564	90.400	90.400	6138.921	1.30142
5	379.7	7495.057	90.400	90.400	6766.219	1.10630
6	358.6	7213.815	90.400	90.400	7135.218	1.01088
7	348.0	7067.662	90.400	90.400	7336.491	0.96380
8	353.3	7141.199	90.400	90.400	7234.353	0.98728
9	356.0	7177.622	90.400	90.400	7184.418	0.99907

- Calculate F_c , F_s , F_p

$x = 356.0 \text{ mm}$
 $F_c = (\lambda \cdot x) \cdot (\eta \cdot f_{cd}) = 7177.622 \text{ kN}$
 $F_{s'} = f_{s'} \cdot A_{s'} = 90.400 \text{ kN}$
 $F_s = f_s \cdot A_s = 90.400 \text{ kN}$
 $F_p = \sum F_{pi} = 7184.418 \text{ kN}$

where, x is neutral axis depth

Num.	Stress _{Eff} (MPa)	$\Delta \epsilon_{pi}$	$\epsilon_{p(0)i}$	ϵ_{pi}	f_{pi} (MPa)	A_{pi} (mm ²)	F_{pi} (kN)
Cavi precompress	751.75470	0.00132	0.00386	0.00517	1008.764	7122.000	7184.418

- Calculate moment resistance, $M_{R,d}$

$M_{R,d} = F_c \cdot a_c + F_s \cdot a_s + \sum (F_{pi} \cdot a_{pi}) = 2670.741 \text{ kN} \cdot \text{m}$
 $\geq M_{Ed} = 222.382 \text{ kN} \cdot \text{m}$ **OK**

where, a_c , a_s , a_p is the distance from neutral axis depth, x to concrete, reinforcement, tendon

■ Negative Moment

1 Check Moment Resistance, $M_{R,d}$

- Design Load

Load Combination Name : sl_u 1-3
Design Situations : Persistent & Transient
Load Combination Type : FX-MIN
 $M_{Ed} = -12.493 \text{ kN} \cdot \text{m}$

- factor λ , and factor η

(EN 1992-1-1:2004, 3.1.7)

$\lambda = 0.800$ ($f_{ck} \leq 50 \text{ MPa}$)
 $\eta = 1.000$ ($f_{ck} \leq 50 \text{ MPa}$)

- Design strength of concrete

$f_{cd} = \alpha_{cc} \cdot f_{ck} / \gamma_c = 18.133 \text{ MPa}$

- Design strength of Reinforcement

$f_{yd} = f_{yk} / \gamma_{s_rebar} = 200.000 \text{ MPa}$

- Calculate Neutral Axis

- 1) Assume neutral axis depth.
- 2) Calculate the strain of steel and tendon.
- 3) Calculate the stress of steel and tendon.
- 4) Calculate the axial force in concrete, steel, and tendon.
- 5) Check if the resultant force of cross-section is zero.
- 6) Repeat step 1 through 5 until the resultant force becomes zero.

Num.	Neutral depth (mm)	Compression Force (C) (kN)		Tension Force (T) (kN)		Ratio (C/T)
		Concrete	Reinforcement	Reinforcement	Tendon	
1	675.0	9576.875	90.400	90.400	6686.207	1.42657
2	337.5	6392.024	90.400	90.400	7889.937	0.81230
3	506.3	8177.037	90.400	90.400	7889.937	1.03598
4	421.9	7351.665	90.400	90.400	7889.937	0.93255
5	464.1	7778.761	90.400	90.400	7889.937	0.98607
6	485.2	7981.462	90.400	90.400	7889.937	1.01147
7	474.6	7881.015	90.400	90.400	7889.937	0.99888
8	479.9	7931.465	90.400	90.400	7889.937	1.00520
9	477.2	7906.297	90.400	90.400	7889.937	1.00205
10	475.9	7893.670	90.400	90.400	7889.937	1.00047

- Calculate F_c , F_s , F_p

$x = 475.9 \text{ mm}$
 $F_c = (\lambda \cdot x) \cdot (\eta \cdot f_{cd}) = 7893.670 \text{ kN}$
 $F_{s'} = f_{s'} \cdot A_{s'} = 90.400 \text{ kN}$
 $F_s = f_s \cdot A_s = 90.400 \text{ kN}$
 $F_p = \sum F_{pi} = 7889.937 \text{ kN}$
where, x is neutral axis depth

Num.	Stress _{Eff} (MPa)	$\Delta \epsilon_{pi}$	$\epsilon_{p(0)i}$	ϵ_{pi}	f_{pi} (MPa)	A_{pi} (mm ²)	F_{pi} (kN)
Cavi precompress	751.75470	0.00282	0.00386	0.00668	1107.826	7122.000	7889.937

- Calculate moment resistance, $M_{R,d}$

$M_{R,d} = F_c \cdot a_c + F_s \cdot a_s + \sum (F_{pi} \cdot a_{pi}) = 5634.969 \text{ kN} \cdot \text{m}$
 $\geq M_{Ed} = -12.493 \text{ kN} \cdot \text{m}$ **OK**

where, a_c , a_s , a_p is the distance from neutral axis depth, x to concrete, reinforcement, tendon

3. Shear Resistance	
■ Maximum Shear Force	
1 Check shear resistance of Concrete, $V_{Rd,c}$	
- Design Load	
Load Combination Name :	slu 1-4
Design Situations :	Persistent & Transient
Load Combination Type :	-
N_{Ed} =	-5314.773 kN
V_{Ed} =	-64.957 kN
M_{Ed} =	38.921 kN · m
V_p =	488.625 kN
- Design strength of concrete	
f_{cd} = $\alpha_{cc} \cdot f_{ck} / \gamma_c$ =	21.333 MPa
- Design strength of Reinforcement	
f_{yd} = $f_{yk} / \gamma_{s_rebar}$ =	200.000 MPa
- Check whether the section is cracked in bending.	
f_b =	-1.702 MPa < f_{ctd} = 1.411 MPa
	(The section is uncracked.)
where, f_b :	Flexural tensile stress (Tension is taken as positive.)
f_{ctd} = $\alpha_{ct} \cdot f_{ctk,0.05} / \gamma_c$:	Design tensile strength of concrete.
- Design value for the shear resistance $V_{Rd,c}$	
$V_{Rd,c}$ =	$(1 \cdot b_w / S) \cdot \sqrt{(f_{ctd})^2 + \alpha_1 \cdot \sigma_{cp} \cdot f_{ctd}}$
=	1435.475 kN $\geq V_{Ed}$ = -64.957 kN ∴ Shear reinforcement is not required
where,	$I = 2.5849E+11 \text{ mm}^4$
b_w =	507.1 mm
S =	258431022.477 mm ³
f_{ctd} = $\alpha_{ct} \cdot f_{ctk,0.05} / \gamma_c$ =	1.411 MPa
$f_{ctk,0.05}$ =	$0.7 \cdot f_{ctm}$
f_{ctm} =	$0.3 \cdot f_{ck}^{(2/3)}$
α_1 =	1.0
σ_{cp} = $N_{Ed} / A_c \leq 0.2 \cdot f_{cd}$ =	4.265 MPa
N_{Ed} =	5314.773 kN (if compression, $N_{Ed} > 0$)
A_c =	1246200.000 mm ²
v_{min} =	$0.035 \cdot k^{(3/2)} \cdot f_{ck}^{(1/2)}$ = 0.325
k =	$1 + \sqrt{(200 / d_p)} \leq 2.0$ = 1.392
d_p =	1300.0 mm
k_1 =	0.150
2 Check shear resistance of Shear Reinforcement, $V_{Rd,s}$	
- Design Parameters (EN 1992-1-1:2004, 6.2.3)	
α =	90.000 °
θ =	40.000 ° ($1 \leq \cot\theta \leq 2.5$, ∴ $21.8^\circ \leq \theta \leq 45^\circ$)
z =	1170.0 mm
A_{sw} =	158.000 mm ²
$\rho_{w,min}$ = $0.08 \cdot \sqrt{f_{ck}} / f_{yk}$ =	0.00197
where, α is the angle between shear reinforcement and the beam axis perpendicular to the shear force.	
θ is the angle between the concrete compression strut and the beam axis perpendicular to the shear force.	
z is the inner level arm.	
A_{sw} is the cross-sectional area of the shear reinforcement	
$\rho_{w,min}$ is the minimum ratio of shear reinforcement	
- Design value for the shear resistance $V_{Rd,s}$ (EN 1992-1-1:2004, 6.2.3(3)-(4))	
Skip checking shear resistance, $V_{Rd,s}$ by shear reinforcement steel	
- Check ratio of shear reinforcement (EN 1992-1-1:2004, 9.2.2(5))	
ρ_w = $A_{sw} / (s \cdot b_w \cdot \sin\alpha)$ =	0.002 $\geq \rho_{w,min}$ = 0.002 OK
- Check Spacing of stirrups	
$S_{l,max}$ = $0.75 \cdot d_p \cdot (1 + \cot\alpha)$ =	975.0 mm
s =	150.0 mm $\leq S_{l,max}$ = 975.0 mm OK
where, s is the spacing of the stirrups	

■ Minimum Shear Force	
1 Check shear resistance of Concrete, $V_{Rd,c}$	
- Design Load	
Load Combination Name :	slu 1-3
Design Situations :	Persistent & Transient
Load Combination Type :	FX-MIN
N_{Ed} =	-5318.930 kN
V_{Ed} =	-440.729 kN
M_{Ed} =	-12.493 kN · m
V_p =	488.625 kN
- Design strength of concrete	
f_{cd} = $\alpha_{cc} \cdot f_{ck} / \gamma_c$ =	21.333 MPa
- Design strength of Reinforcement	
f_{yd} = $f_{yk} / \gamma_{s_rebar}$ =	200.000 MPa
- Check whether the section is cracked in bending.	
f_b =	-1.842 MPa < f_{ctd} = 1.411 MPa
	(The section is uncracked.)
where, f_b :	Flexural tensile stress (Tension is taken as positive.)
f_{ctd} = $\alpha_{ct} \cdot f_{ctk,0.05} / \gamma_c$:	Design tensile strength of concrete.
- Design value for the shear resistance $V_{Rd,c}$	
$V_{Rd,c}$ = $(l \cdot b_w / S) \cdot \sqrt{(f_{ctd})^2 + \alpha_1 \cdot \sigma_{cp} \cdot f_{ctd}}$	
=	1435.714 kN $\geq V_{Ed}$ = -440.729 kN ∴ Shear reinforcement is not required
where, l =	2.5849E+11 mm ⁴
b_w =	507.1 mm
S =	258431022.477 mm ³
f_{ctd} = $\alpha_{ct} \cdot f_{ctk,0.05} / \gamma_c$ =	1.411 MPa
$f_{ctk,0.05}$ =	$0.7 \cdot f_{ctm}$
f_{ctm} =	$0.3 \cdot f_{ck}^{(2/3)}$
α_1 =	1.0
σ_{cp} = $N_{Ed} / A_c \leq 0.2 \cdot f_{cd}$ =	4.267 MPa
N_{Ed} =	5318.930 kN (if compression, $N_{Ed} > 0$)
A_c =	1246200.000 mm ²
v_{min} = $0.035 \cdot k^{(3/2)} \cdot f_{ck}^{(1/2)}$ =	0.325
k = $1 + \sqrt{(200 / d_p)} \leq 2.0$ =	1.392
d_p =	1300.0 mm
k_1 =	0.150
2 Check shear resistance of Shear Reinforcement, $V_{Rd,s}$	
- Design Parameters (EN 1992-1-1:2004, 6.2.3)	
α =	90.000 °
θ =	40.000 ° ($1 \leq \cot\theta \leq 2.5$, ∴ $21.8^\circ \leq \theta \leq 45^\circ$)
z =	1170.0 mm
A_{sw} =	158.000 mm ²
$\rho_{w, min}$ = $0.08 \cdot \sqrt{f_{ck}} / f_{yk}$ =	0.00197
where, α is the angle between shear reinforcement and the beam axis perpendicular to the shear force.	
θ is the angle between the concrete compression strut and the beam axis perpendicular to the shear force.	
z is the inner level arm.	
A_{sw} is the cross-sectional area of the shear reinforcement	
$\rho_{w, min}$ is the minimum ratio of shear reinforcement	
- Design value for the shear resistance $V_{Rd,s}$ (EN 1992-1-1:2004, 6.2.3(3)-(4))	
Skip checking shear resistance, $V_{Rd,s}$ by shear reinforcement steel	
- Check ratio of shear reinforcement (EN 1992-1-1:2004, 9.2.2(5))	
ρ_w = $A_{sw} / (s \cdot b_w \cdot \sin\alpha)$ =	0.002 $\geq \rho_{w, min}$ = 0.002 OK
- Check Spacing of stirrups	
$S_{l, max}$ = $0.75 \cdot d_p \cdot (1 + \cot\alpha)$ =	975.0 mm
s =	150.0 mm $\leq S_{l, max}$ = 975.0 mm OK
where, s is the spacing of the stirrups	

Verifica in mezzeria

Element Number	1073
Position Information	J

1.Design Condition

1.1 Design Parameters

- Partial factors for ultimate limit states (EN 1992-1-1:2004, 2.4.2.4)

Design Situations	γ_c for concrete	γ_s for reinforcing steel	γ_s for prestressing steel
Persistent & Transient	1.500	1.150	1.150
Accidental	1.200	1.000	1.000

- factor α_{cc} , α_{ct} : Coefficient for long term effects on Compression and Tensile Strength.

α_{cc} =	0.850	(for the Compressive strength)
α_{ct} =	1.000	(for the Tensile strength)

1.2 Sectional Information

b_w	1500.0 mm	I_y	2.5849E+11 mm ⁴	A_{sl}	452.000 mm ²
h	1350.0 mm	I_z	1.4018E+11 mm ⁴	A_{sc}	452.000 mm ²
d_c	50.0 mm	C_y	750.0 mm	A_{sw}	158.000 mm ²
d_t	1300.0 mm	C_z	690.6 mm	A_{wt}	0.000 mm ²
A	1246200.000 mm ²			A_{lt}	0.000 mm ²

1.3 Material Information

- Concrete Material Information

f_{ck} =	32.000 MPa	,	E_c =	33345.000 MPa
------------	------------	---	---------	---------------

- Reinforcement Material Information

f_{yk} =	230.000 MPa	,	E_s =	206000.000 MPa
------------	-------------	---	---------	----------------

1.4 Tendon Profile Information

Type	Tendon Name	Location (mm)	Area (mm ²)	Strength (MPa)		E_p (MPa)
				f_{pk}	$f_{p0.1k}$	
1	Cavi precompressione	1276.3	7122.000	1618.000	1274.000	195000.000

2. Ultimate Moment Resistance

■ Positive Moment

1 Check Moment Resistance, $M_{R,d}$

- Design Load

Load Combination Name : slu 1-3
Design Situations : Persistent & Transient
Load Combination Type : FX-MAX
 $M_{Ed} = 8095.458 \text{ kN} \cdot \text{m}$

- factor λ , and factor η (EN 1992-1-1:2004, 3.1.7)

$\lambda = 0.800$ ($f_{ck} \leq 50 \text{ MPa}$)
 $\eta = 1.000$ ($f_{ck} \leq 50 \text{ MPa}$)

- Design strength of concrete

$f_{cd} = \alpha_{cc} \cdot f_{ck} / \gamma_c = 18.133 \text{ MPa}$

- Design strength of Reinforcement

$f_{yd} = f_{yk} / \gamma_{s_rebar} = 200.000 \text{ MPa}$

- Calculate Neutral Axis

- 1) Assume neutral axis depth.
- 2) Calculate the strain of steel and tendon.
- 3) Calculate the stress of steel and tendon.
- 4) Calculate the axial force in concrete, steel, and tendon.
- 5) Check if the resultant force of cross-section is zero.
- 6) Repeat step 1 through 5 until the resultant force becomes zero.

Num.	Neutral depth (mm)	Compression Force (C) (kN)		Tension Force (T) (kN)		Ratio (C/T)
		Concrete	Reinforcement	Reinforcement	Tendon	
1	675.0	10446.346	90.400	90.400	7889.937	1.32034
2	337.5	6917.823	90.400	90.400	7889.937	0.87819
3	506.3	8936.720	90.400	90.400	7889.937	1.13117
4	421.9	8016.564	90.400	90.400	7889.937	1.01587
5	379.7	7495.057	90.400	90.400	7889.937	0.95052
6	400.8	7761.653	90.400	90.400	7889.937	0.98392
7	411.3	7890.400	90.400	90.400	7889.937	1.00006

- Calculate F_c , F_s , F_p

$x = 411.3 \text{ mm}$
 $F_c = (\lambda \cdot x) \cdot (\eta \cdot f_{cd}) = 7890.400 \text{ kN}$
 $F_{s'} = f_{s'} \cdot A_{s'} = 90.400 \text{ kN}$
 $F_s = f_s \cdot A_s = 90.400 \text{ kN}$
 $F_p = \sum F_{pi} = 7889.937 \text{ kN}$
where, x is neutral axis depth

Num.	Stress _{Eff} (MPa)	$\Delta \epsilon_{pi}$	$\epsilon_{p(0)i}$	ϵ_{pi}	f_{pi} (MPa)	A_{pi} (mm ²)	F_{pi} (kN)
Cavi precompress	725.72082	0.00736	0.00372	0.01108	1107.826	7122.000	7889.937

- Calculate moment resistance, $M_{R,d}$

$M_{R,d} = F_c \cdot a_c + F_s \cdot a_s + \sum (F_{pi} \cdot a_{pi}) = 9004.367 \text{ kN} \cdot \text{m}$
 $\geq M_{Ed} = 8095.458 \text{ kN} \cdot \text{m}$ **OK**

where, a_c , a_s , a_p is the distance from neutral axis depth, x to concrete, reinforcement, tendon

3. Shear Resistance

■ Maximum Shear Force

1 Check shear resistance of Concrete, $V_{Rd,c}$

- Design Load

Load Combination Name :	slu 1-3
Design Situations :	Persistent & Transient
Load Combination Type :	FX-MAX
N_{Ed} =	-4787.933 kN
V_{Ed} =	21.412 kN
M_{Ed} =	8095.458 kN · m
V_p =	-78.000 kN

- Design strength of concrete

$$f_{cd} = \alpha_{cc} \cdot f_{ck} / \gamma_c = 21.333 \text{ MPa}$$

- Design strength of Reinforcement

$$f_{yd} = f_{yk} / \gamma_{s_rebar} = 200.000 \text{ MPa}$$

- Check whether the section is cracked in bending.

$$f_b = 8.668 \text{ MPa} > f_{ctd} = 1.411 \text{ MPa}$$

(The section is cracked.)

where, f_b : Flexural tensile stress (Tension is taken as positive.)

$f_{ctd} = \alpha_{ct} \cdot f_{ctk,0.05} / \gamma_c$: Design tensile strength of concrete.

- Design value for the shear resistance $V_{Rd,c}$

$V_{Rd,min}$ =	$(v_{min} + k_1 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d_p$	=	594.336 kN
$V_{Rd,c}$ =	$[C_{Rd,c} \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_1 \cdot f_{ck})^{1/3} + k_1 \cdot \sigma_{cp}] \cdot b_w \cdot d_p$	=	746.146 kN $\geq V_{Rd,min}$
	=	746.146 kN $\geq V_{Ed}$ =	21.412 kN \therefore Shear reinforcement is not required
where,	$C_{Rd,c} = 0.18 / \gamma_c$	=	0.120
	$v_{min} = 0.035 \cdot k^{3/2} \cdot f_{ck}^{1/2}$	=	0.325
	$k_1 = 0.15$		
	$k = 1 + \sqrt{(200 / d_p)} \leq 2.0$	=	1.392
	$\rho_1 = A_{sl} / (b_w \cdot d_p) \leq 0.02$	=	0.011
	$A_{sl} = 7574.000$		mm ²
	$b_w = 507.1$		mm
	$d_p = 1300.0$		mm
	$\sigma_{cp} = N_{Ed} / A_c \leq 0.2 \cdot f_{cd}$	=	3.842 MPa
	$N_{Ed} = 4787.933$		kN (if compression, $N_{Ed} > 0$)
	$A_c = 1246200.000$		mm ²

2 Check shear resistance of Shear Reinforcement, $V_{Rd,s}$

- Design Parameters

(EN 1992-1-1:2004, 6.2.3)

α =	90.000 °
θ =	40.000 ° ($1 \leq \cot\theta \leq 2.5, \therefore 21.8^\circ \leq \theta \leq 45^\circ$)
z =	1170.0 mm
A_{sw} =	158.000 mm ²
$\rho_{w, min}$ =	$0.08 \cdot \sqrt{f_{ck}} / f_{yk} = 0.00197$

where, α is the angle between shear reinforcement and the beam axis perpendicular to the shear force.

θ is the angle between the concrete compression strut and the beam axis perpendicular to the shear force.

z is the inner level arm.

A_{sw} is the cross-sectional area of the shear reinforcement

$\rho_{w, min}$ is the minimum ratio of shear reinforcement

- Design value for the shear resistance $V_{Rd,s}$

(EN 1992-1-1:2004, 6.2.3(3)-(4))

Skip checking shear resistance, $V_{Rd,s}$ by shear reinforcement steel

- Check ratio of shear reinforcement

(EN 1992-1-1:2004, 9.2.2(5))

$$\rho_w = A_{sw} / (s \cdot b_w \cdot \sin\alpha) = 0.002 \geq \rho_{w, min} = 0.002 \text{ OK}$$

- Check Spacing of stirrups

$$S_{l,max} = 0.75 \cdot d_p \cdot (1 + \cot\alpha) = 975.0 \text{ mm}$$

$$s = 150.0 \text{ mm} \leq S_{l,max} = 975.0 \text{ mm} \text{ OK}$$

where, s is the spacing of the stirrups

■ Minimum Shear Force	
1 Check shear resistance of Concrete, $V_{Rd,c}$	
- Design Load	
Load Combination Name :	slu 1-3
Design Situations :	Persistent & Transient
Load Combination Type :	FX-MIN
N_{Ed} =	-5095.965 kN
V_{Ed} =	-77.284 kN
M_{Ed} =	6270.733 kN · m
V_p =	-78.000 kN
- Design strength of concrete	
f_{cd} = $\alpha_{cc} \cdot f_{ck} / \gamma_c$ =	21.333 MPa
- Design strength of Reinforcement	
f_{yd} = $f_{yk} / \gamma_{s_rebar}$ =	200.000 MPa
- Check whether the section is cracked in bending.	
f_b =	3.894 MPa > f_{ctd} = 1.411 MPa
	(The section is cracked.)
where, f_b :	Flexural tensile stress (Tension is taken as positive.)
f_{ctd} = $\alpha_{ct} \cdot f_{ctk,0.05} / \gamma_c$:	Design tensile strength of concrete.
- Design value for the shear resistance $V_{Rd,c}$	
$V_{Rd,min}$ = $(V_{min} + k_1 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d_p$ =	618.778 kN
$V_{Rd,c}$ = $[C_{Rd,c} \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_1 \cdot f_{ck})^{1/3} + k_1 \cdot \sigma_{cp}] \cdot b_w \cdot d_p$ =	770.588 kN $\geq V_{Rd,min}$
	$= 770.588$ kN $\geq V_{Ed} = -77.284$ kN \therefore Shear reinforcement is not required
where, $C_{Rd,c}$ = $0.18 / \gamma_c$ =	0.120
V_{min} = $0.035 \cdot k^{3/2} \cdot f_{ck}^{1/2}$ =	0.325
k_1 =	0.15
k = $1 + \sqrt{(200 / d_p)} \leq 2.0$ =	1.392
ρ_1 = $A_{sl} / (b_w \cdot d_p) \leq 0.02$ =	0.011
A_{sl} =	7574.000 mm ²
b_w =	507.1 mm
d_p =	1300.0 mm
σ_{cp} = $N_{Ed} / A_c \leq 0.2 \cdot f_{cd}$ =	4.089 MPa
N_{Ed} =	5095.965 kN (if compression, $N_{Ed} > 0$)
A_c =	1246200.000 mm ²
2 Check shear resistance of Shear Reinforcement, $V_{Rd,s}$	
- Design Parameters (EN 1992-1-1:2004, 6.2.3)	
α =	90.000 °
θ =	40.000 ° ($1 \leq \cot\theta \leq 2.5, \therefore 21.8^\circ \leq \theta \leq 45^\circ$)
z =	1170.0 mm
A_{sw} =	158.000 mm ²
$\rho_{w,min}$ = $0.08 \cdot \sqrt{f_{ck}} / f_{yk}$ =	0.00197
where, α is the angle between shear reinforcement and the beam axis perpendicular to the shear force.	
θ is the angle between the concrete compression strut and the beam axis perpendicular to the shear force.	
z is the inner level arm.	
A_{sw} is the cross-sectional area of the shear reinforcement	
$\rho_{w,min}$ is the minimum ratio of shear reinforcement	
- Design value for the shear resistance $V_{Rd,s}$ (EN 1992-1-1:2004, 6.2.3(3)-(4))	
Skip checking shear resistance, $V_{Rd,s}$ by shear reinforcement steel	
- Check ratio of shear reinforcement (EN 1992-1-1:2004, 9.2.2(5))	
ρ_w = $A_{sw} / (s \cdot b_w \cdot \sin\alpha)$ =	0.002 $\geq \rho_{w,min} = 0.002$ OK
- Check Spacing of stirrups	
$S_{l,max}$ = $0.75 \cdot d_p \cdot (1 + \cot\alpha)$ =	975.0 mm
s =	150.0 mm $\leq S_{l,max} = 975.0$ mm OK
where, s is the spacing of the stirrups	

8.2. VERIFICA DELLA TRAVE IN C.A.P. DEL PRIMO AMPLIAMENTO

In prima analisi la verifica della struttura esistente è stata condotta con riferimento ai criteri di calcolo adottati all'origine e quindi raffrontando le tensioni definite dalle sollecitazioni originarie con le nuove sollecitazioni.

Con riferimento alle indicazioni di cui alle "Norme relative ai carichi per il calcolo dei ponti stradali" – Min. LL.PP. Consiglio Superiore – 14 febbraio 1962, n.384 si ha che il ponte risulta soggetto ai carichi di tipo civile e militare di cui alla tabella dei "carichi ripartiti equivalenti" specificata dalla norma:

$$q_{\text{schema1 civili}} = 2,031 \text{ t/m}$$

$$q_{\text{schema2 militari}} = 4,105 \text{ t/m}$$

La norma definiva quindi un coefficiente di amplificazione dinamica pari a :

$$\emptyset = 1 + (100 - L)^2 / (100 \times (250 - L)) = 1 + (100 - 32,00)^2 / (100 \times (250 - 32,00)) = 1,2121$$

Considerando quindi una distribuzione dei carichi alla Courbon si ottengono i seguenti coefficienti di ripartizione trasversale per il carico militare posto in posizione più esterna e per il successivo carico civile. L'analisi viene svolta sia in condizione di impalcati separati, così come erano all'origine, e quindi con una ripartizione su 8 travi equivalenti e poi, ad integrazione delle conoscenze, si è svolta l'analoga ripartizione alla Corbon, considerando i due impalcati storici solidarizzati e quindi una collaborazione di 16 travi equivalenti.

Ipotesi originali a 8 travi

$$k_{\text{carico militare}} = 0,125 + 0,083 \times e/b_0 = 0,125 + 0,083 \times 3,17 = 0,3878$$

$$k_{\text{carico civile}} = 0,125 + 0,083 \times e/b_0 = 0,125 + 0,083 \times 1,17 = 0,2218$$

dove:

$$e_1 = 4,75 \text{ m distanza dell'asse del carico militare dall'asse impalcato}$$

$$e_2 = 1,50 \text{ m distanza dell'asse del carico civile dall'asse impalcato}$$

$$b_0 = 1,20 \text{ m interasse travi}$$

e quindi:

$$e_1/b_0 = 3,17$$

$$e_2/b_0 = 1,17$$

Da ciò si ha che il momento flettente massimo in mezzzeria valeva:

$$M_{DM1962} = \emptyset \times (q_{\text{schema2 militari}} \times k_{\text{carico militare}} + q_{\text{schema2 civili}} \times k_{\text{carico civile}}) \times L^2/8 = 316,6 \text{ tm} = 3166 \text{ kNm}$$

Ipotesi originali a 16 travi

$$k_{\text{carico militare}} = 0,1323$$

$$k_{\text{carico civile}} = 0,0882$$

$$M_{DM1962} = \emptyset \times (q_{\text{schema2 militari}} \times k_{\text{carico militare}} + q_{\text{schema2 civili}} \times k_{\text{carico civile}}) \times L^2/8 = 112,1 \text{ tm} = 1121 \text{ kNm}$$

L'analisi svolta con riferimento ai carichi da traffico delle attuali norme definisce un momento flettente massimo pari a:

$$M_{DM2008} = 1791 \text{ kNm}$$

In tal caso il raffronto andrebbe fatto con la condizione di Courbon a 16 travi in analogia con la configurazione del progetto di allargamento. L'incremento delle sollecitazioni da traffico risulterebbe perciò pari a circa il 60%. Il dimensionamento però è stato sicuramente svolto con gli impalcati staccati tra loro e in questo caso si evidenzia come le sollecitazioni di Courbon siano estremamente più elevate di quante ora raggiunte.

Da tali considerazioni si può quindi asserire come, non essendo modificate le condizioni di carichi permanenti, gli interventi di progetto non influiscono negativamente sulla sicurezza dei manufatti esistenti.

Si riporta in aggiunta la verifica eseguita con il software di calcolo in corrispondenza dell'appoggio e in mezzzeria della campata.

Verifica sull'appoggio

Element Number	321
Position Information	I

1.Design Condition

1.1 Design Parameters

- Partial factors for ultimate limit states (EN 1992-1-1:2004, 2.4.2.4)

Design Situations	γ_c for concrete	γ_s for reinforcing steel	γ_s for prestressing steel
Persistent & Transient	1.500	1.150	1.150
Accidental	1.200	1.000	1.000

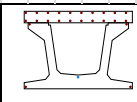
- factor α_{cc} , α_{ct} : Coefficient for long term effects on Compression and Tensile Strength.

α_{cc} = 0.850 (for the Compressive strength)

α_{ct} = 1.000 (for the Tensile strength)

1.2 Sectional Information

Section Information	Equvnt sect(tdn, reinfmt) (Girder)	Equvnt sect (After Comp) (Girder + Slab)
A (mm ²)	791923.336	1200204.771
I _y (mm ⁴)	121478411705.402	302332843149.132
y _{st} (mm)	-	638.539
y _{sb} (mm)	-	438.539
y _t (mm)	716.187	438.539
y _b (mm)	433.813	711.461
Z _{st} (mm ³)	-	303914543.162
Z _{sb} (mm ³)	-	366635237.056
Z _t (mm ³)	252101437.146	366635237.056
Z _b (mm ³)	233908549.930	1964161242.719



1.3 Material Information

■ Girder (EN 1992-1-1:2004, Table 3.1)

- Concrete Material Information

$f_{ck(g)}$ = 35.000 MPa

$E_{c(g)}$ = 34077.000 MPa

$f_{cm} = f_{ck} + 8 = 43.000$ MPa

$f_{ctm} = 0.30 \cdot f_{ck}^{(2/3)} = 3.210$ MPa ($f_{ck} \leq C50/60$)

$f_{ctk;0.05} = 0.7 \cdot f_{ctm} = 2.247$ MPa

- Reinforcement Material Information

$f_{yk(g)}$ = 430.000 MPa , $E_{s(g)}$ = 206000.000 MPa

■ Slab (EN 1992-1-1:2004, Table 3.1)

- Concrete Material Information

$f_{ck(s)}$ = 35.000 MPa

$E_{c(s)}$ = 34077.000 MPa

$f_{cm} = f_{ck} + 8 = 43.000$ MPa

$f_{ctm} = 0.30 \cdot f_{ck}^{(2/3)} = 3.210$ MPa ($f_{ck} \leq C50/60$)

$f_{ctk;0.05} = 0.7 \cdot f_{ctm} = 2.247$ MPa

- Reinforcement Material Information

$f_{yk(s)}$ = 430.000 MPa , $E_{s(s)}$ = 206000.000 MPa

1.4 Tendon Profile Information

Type	Tendon Name	Location (mm)	Area (mm ²)	Strength (MPa)		E _p (MPa)
				f _{pk}	f _{p0.1k}	
1	precompressione New	1152.3	4170.000	1860.000	1670.000	195000.000

2.Ultimate Moment Resistance

■ Positive Moment

1 Check Moment Resistance, $M_{R,d}$

- Design Load

Load Combination Name : sl_u 2a-3

Design Situations : Persistent & Transient

Load Combination Type : FX-MAX

M_{Ed} = 106.038 kN · m

- factor λ , and factor η

$\lambda_{(g)}$ = 0.800 ($f_{ck} \leq 50$ MPa)

$\lambda_{(s)}$ = 0.800 ($f_{ck} \leq 50$ MPa)

$\eta_{(a)}$ = 1.000 ($f_{ck} \leq 50$ MPa)

$\eta_{(s)}$ = 1.000 ($f_{ck} \leq 50$ MPa)

- Design strength of concrete

(EN 1992-1-1:2004, 3.1.6(1))

Girder : $f_{cd(g)} = \alpha_{cc} \cdot f_{ck(g)} / \gamma_c = 19.833$ MPa

Slab : $f_{cd(s)} = \alpha_{cc} \cdot f_{ck(s)} / \gamma_c = 19.833$ MPa

- Design strength of Reinforcement

(EN 1992-1-1:2004, 3.2.7)

Girder : $f_{yd(g)} = f_{yk(g)} / \gamma_s_{rebar} = 373.913$ MPa

Slab : $f_{yd(s)} = f_{yk(s)} / \gamma_s_{rebar} = 373.913$ MPa

- Calculate Neutral Axis

- 1) Assume neutral axis depth.
- 2) Calculate the strain of steel and tendon.
- 3) Calculate the stress of steel and tendon.
- 4) Calculate the axial force in concrete, steel, and tendon.
- 5) Check if the resultant force of cross-section is zero.
- 6) Repeat step 1 through 5 until the resultant force becomes zero.

Num.	Neutral depth (mm)	Compression Force (C) (kN)		Tension Force (T) (kN)		Ratio (C/T)
		Concrete	Reinforcement	Reinforcement	Tendon	
1	675.0	11730.201	1587.635	84.504	2013.990	6.34638
2	337.5	8754.338	1587.635	84.504	6055.565	1.68434
3	168.8	5194.350	751.565	920.574	6055.565	0.85232
4	253.1	7731.529	1587.635	84.504	6055.565	1.51776
5	210.9	6492.938	1503.130	169.009	6055.565	1.28460
6	189.8	5843.644	1371.750	169.009	6055.565	1.15918
7	179.3	5518.997	1281.946	169.009	6055.565	1.09260
8	174.0	5356.873	1232.962	169.009	6055.565	1.05865
9	171.4	5275.512	1207.340	169.009	6055.565	1.04149
10	170.1	5234.931	1194.230	169.009	6055.565	1.03287
11	169.4	5214.640	751.565	920.574	6055.565	0.85523
12	169.7	5224.786	751.565	920.574	6055.565	0.85668
13	169.9	5229.858	751.565	920.574	6055.565	0.85741
14	170.0	5232.395	751.565	920.574	6055.565	0.85778
15	170.0	5233.663	1193.817	169.009	6055.565	1.03260
16	170.0	5233.029	1193.611	169.009	6055.565	1.03246
17	170.0	5232.712	1193.508	169.009	6055.565	1.03240
18	170.0	5232.553	751.565	920.574	6055.565	0.85780
19	170.0	5232.632	751.565	920.574	6055.565	0.85781
20	170.0	5232.712	1193.508	169.009	6055.565	1.03240

- Calculate $F_{c(g)}$, $F_{c(s)}$, F_s , F_p

(EN 1992-1-1:2004, Fig 3.5, Fig 6.1)

$F_{c(g)} = (\eta_{(g)} \cdot f_{cd(g)} \cdot A_{ca(g)}) = 0.000$ kN : Compression Force for Girder

$F_{c(s)} = (\eta_{(s)} \cdot f_{cd(s)} \cdot A_{ca(s)}) = 5232.712$ kN : Compression Force for Slab

$F_s = f_s \cdot A_s = 1193.508$ kN : Compression reinforcement Force

$F_s = f_s \cdot A_s = 169.009$ kN : Tension Force in reinforcement

$F_p = \sum F_{pi} = 6055.565$ kN : Tension Force in Tendon

where, $a = \lambda \cdot x = 135.996$ mm

$x = 169.996$ mm : neutral axis depth

$A_{ca(g)} = 0.000$ mm² : Area of rectangular con'c stress block for girder part

$A_{ca(s)} = 263834.198$ mm² : Area of rectangular con'c stress block for slab part

$A_s = 2010.000$ mm² : Compression reinforcement areas

$A_s = 2462.000$ mm² : Tension reinforcement areas

Num.	Stress _{Eff} (MPa)	$\Delta \epsilon_{pi}$	$\epsilon_{p(0)}$	ϵ_{pi}	f_{pi} (MPa)	A_{pi} (mm ²)	F_{pi} (kN)
precompression	0.334	0.02023	0.00000	0.02023	1452.174	4170.000	6055.565
							$F_p = \sum (F_{pi}) = 6055.565$

where, $Stress_{Eff} = \epsilon_{p(0)} - \epsilon_{pi}$

$\Delta \epsilon_{pi}$: concrete strain at tendon depth under fracture state

$\epsilon_{p(0)}$: tendon strain under the effective Prestressing stress

$\epsilon_{pi} = \Delta \epsilon_{pi} + \epsilon_{p(0)}$

$f_{pi} = \min(\epsilon_{pi} E_{pi}, f_{pd})$

$f_{pd} = f_{p0.1k} / \gamma_s$

$F_{pi} = f_{pi} \cdot A_{pi}$

- Calculate moment resistance, $M_{R,d}$

$M_{R,d} = F_{c(g)} \cdot a_{c(g)} + F_{c(s)} \cdot a_{c(s)} + F_s \cdot a_s + \sum (F_{pi} \cdot a_{pi})$

= 6689.800 kN · m $\geq M_{Ed} = 106.038$ kN · m OK

where,

$a_{c(g)}$, $a_{c(s)}$, a_s , a_{pi} is the distance from the neutral axis to the centroid of the stress block in concrete, RF, TD

3. Shear Resistance

■ Maximum Shear Force

1) Check shear resistance of Concrete, $V_{Rd,c}$

- Design Load

Load Combination Name :	slu 1-4
Design Situations :	Persistent & Transient
Load Combination Type :	-
N_{Ed} =	-207.972 kN
V_{Ed} =	-463.902 kN
M_{Ed} =	79.923 kN · m
V_p =	0.000 kN

- Design strength of concrete

Girder :	$f_{cd(g)} = \alpha_{cc} \cdot f_{ck(g)} / \gamma_c =$	23.333 MPa
Slab :	$f_{cd(s)} = \alpha_{cc} \cdot f_{ck(s)} / \gamma_c =$	23.333 MPa

- Design strength of Reinforcement

Girder :	$f_{yd(g)} = f_{yk(g)} / \gamma_{s_rebar} =$	373.913 MPa
Slab :	$f_{yd(s)} = f_{yk(s)} / \gamma_{s_rebar} =$	373.913 MPa

- Check whether the section is cracked in bending.

$f_b =$	0.013 MPa	<	$f_{ctd} =$	1.498 MPa
(The section is uncracked.)				
where, f_b :	Flexural tensile stress (Tension is taken as positive.)			
$f_{ctd} =$	$\alpha_{ct} \cdot f_{ctk,0.05} / \gamma_c$:	Design tensile strength of concrete.	

- Total stress at composite centroid from actions on the girder alone

$\sigma_{tot} = \sigma_1 + \sigma_2 =$	0.001 MPa	(DESIGNER'S GUIDE TO EN 1992-2, 6.2.7)
--	-----------	--

where,

$\sigma_1 =$	$(M_{non} \cdot y') / I_g =$	0.000 MPa
$\sigma_2 =$	$P / A_g + (P \cdot e \cdot y') / I_g =$	0.001 MPa
σ_1 :	stress at the composite centroid due to the moment acting on the girder alone	
σ_2 :	stress at the composite centroid due to prestress	

$M_{non} =$	0.000 kN · m	: Bending Moment in girder alone
$y_{non} =$	433.813 mm	: Height to Centroid in girder alone
$y_{com} =$	711.461 mm	: Height to Centroid in Composite section
$y' =$	$y_{com} - y_{non} =$	277.648 mm
$A_g =$	791923.336 mm ²	: Area Girder alone
$I_g =$	1.2148E+11 mm ⁴	: Moment of inertia in Girder alone
$P =$	1.394 kN	: A factored prestressing force after all losses
$P \cdot e =$	-0.329 kN · m	: Moment of prestressing force

- Shear stress in girder alone at the height of the composite centroid

$\tau_s =$	$(V_{c1} / b_w) (Q_n / I_g) =$	0.000 MPa
where,		
$V_{c1} =$	0.000 kN	: Shear force on the precast girder alone
$Q_n =$	6.1796E+07 mm ³	: First moment of Area in centroid of Girder alone
$I_g =$	1.2148E+11 mm ⁴	: Moment of inertia in Girder alone
$b_w =$	298.900 mm	: Girder width

- Additional shear force acting on the composite section

$V_{c2} =$	$(l_c \cdot b_w / Q_c) \cdot \{ \sqrt{((f_{ctd})^2 + f_{ctd} \cdot \sigma_{tot})} - \tau_s \}$	=	500.146 kN
------------	--	---	------------

where,

$Q_c =$	2.7075E+08 mm ³	: First moment of Area in centroid of Composite section
$I_c =$	3.0233E+11 mm ⁴	: Moment of inertia in Composite section
$b_w =$	298.900 mm	: Girder width

- Total shear resistance of the composite section (regions Un-cracked in bending)			
$V_{Rd,c}$	$= V_{c1} + V_{c2} =$	500.146 kN	$> V_{Ed} =$ -463.902 kN OK
∴ No shear reinforcement is required			
2) Check minimum shear reinforcement (EN 1992-1-1:2004, 9.2.2(5))			
- Check ratio of shear reinforcement			
$\rho_{w, min}$	$= 0.08 \cdot \sqrt{f_{ck}} / f_{yk} =$	0.00110	
ρ_w	$= A_{sw} / (s \cdot b_w \cdot \sin\alpha) =$	0.01586	$\geq \rho_{w, min} =$ 0.00110 OK
where, $\rho_{w, min}$ is the minimum ratio of shear reinforcement			
A_{sw}	$=$	474.000 mm ²	: Area of diagonal reinforcement
- Check Spacing of stirrups			
$S_{l, max}$	$= 0.75 \cdot d \cdot (1 + \cot\alpha) =$	989.997 mm	
s	$=$ 100.000 mm	$\leq S_{l, max} =$	989.997 mm OK
where, s is the spacing of the stirrups			
d	$=$	1319.995 mm	: effective depth
3) Check additional tension force in the longitudinal reinforcement due to shear force (EN 1992-1-1:2004, 6.2.3.(7))			
ΔF_{td}	$= 0.5 \cdot V_{Ed} \cdot (\cot\theta - \cot\alpha) =$	276.428 kN	
$(M_{Rd} - M_{Ed}) / z$	$=$	6892.795 kN	
ΔF_{td}	\leq	$(M_{Rd} - M_{Ed}) / z$	OK
where, $M_{Rd} =$ 6689.800 kN : The moment resistance			
z	$=$	958.955 mm	: Lever arm from the ultimate bending resistance analysis

■ Minimum Shear Force			
1) Check shear resistance of Concrete, $V_{Rd,c}$			
- Design Load			
Load Combination Name :	slu 1-1		
Design Situations :	Persistent & Transient		
Load Combination Type :	FX-MIN		
N_{Ed} =	-233.199	kN	
V_{Ed} =	-1225.391	kN	
M_{Ed} =	-2.405	kN · m	
V_p =	0.000	kN	
- Design strength of concrete			
Girder :	$f_{cd(g)} = \alpha_{cc} \cdot f_{ck(g)} / \gamma_c =$	23.333	MPa
Slab :	$f_{cd(s)} = \alpha_{cc} \cdot f_{ck(s)} / \gamma_c =$	23.333	MPa
- Design strength of Reinforcement			
Girder :	$f_{yd(g)} = f_{yk(g)} / \gamma_{s_rebar} =$	373.913	MPa
Slab :	$f_{yd(s)} = f_{yk(s)} / \gamma_{s_rebar} =$	373.913	MPa
- Check whether the section is cracked in bending.			
$f_b =$	-0.194	MPa	$< f_{ctd} = 1.498$ MPa
(The section is uncracked.)			
where, f_b :	Flexural tensile stress (Tension is taken as positive.)		
$f_{ctd} = \alpha_{ct} \cdot f_{ctk,0.05} / \gamma_c$:	Design tensile strength of concrete.		
- Total stress at composite centroid from actions on the girder alone			
$\sigma_{tot} = \sigma_1 + \sigma_2 =$	0.001	MPa	(DESIGNER'S GUIDE TO EN 1992-2, 6.2.7)
where,			
$\sigma_1 = (M_{non} \cdot y') / I_g =$	0.000	MPa	
$\sigma_2 = P / A_g + (P \cdot e \cdot y') / I_g =$	0.001	MPa	
σ_1 :	stress at the composite centroid due to the moment acting on the girder alone		
σ_2 :	stress at the composite centroid due to prestress		
$M_{non} =$	0.000	kN · m	: Bending Moment in girder alone
$y_{non} =$	433.813	mm	: Height to Centroid in girder alone
$y_{com} =$	711.461	mm	: Height to Centroid in Composite section
$y' = y_{com} - y_{non} =$	277.648	mm	
$A_g =$	791923.336	mm ²	: Area Girder alone
$I_g =$	1.2148E+11	mm ⁴	: Moment of inertia in Girder alone
$P =$	1.394	kN	: A factored prestressing force after all losses
$P \cdot e =$	-0.329	kN · m	: Moment of prestressing force
- Shear stress in girder alone at the height of the composite centroid			
$\tau_s = (V_{c1} / b_w)(Q_n / I_g) =$	0.000	MPa	
where,			
$V_{c1} =$	0.000	kN	: Shear force on the precast girder alone
$Q_n =$	6.1796E+07	mm ³	: First moment of Area in centroid of Girder alone
$I_g =$	1.2148E+11	mm ⁴	: Moment of inertia in Girder alone
$b_w =$	298.900	mm	: Girder width

- Additional shear force acting on the composite section		
$V_{c2} = (I_c \cdot b_w / Q_c) \cdot \{ \sqrt{(f_{ctd})^2 + f_{ctd} \cdot \sigma_{tot}} - T_s \}$	=	500.146 kN
where,		
$Q_c =$	2.7075E+08 mm ³	: First moment of Area in centroid of Composite section
$I_c =$	3.0233E+11 mm ⁴	: Moment of inertia in Composite section
$b_w =$	298.900 mm	: Girder width
- Total shear resistance of the composite section (regions Un-cracked in bending)		
$V_{Rd,c} = V_{c1} + V_{c2} =$	500.146 kN	< $V_{Ed} = -1225.391$ kN
		∴ Shear reinforcement is required
- Design Parameters		(EN 1992-1-1:2004, 6.2.3)
$\alpha =$	90.000 °	
$\theta =$	40.000 °	($1 \leq \cot\theta \leq 2.5$, ∴ $21.8^\circ \leq \theta \leq 45^\circ$)
$z =$	609.1 mm	
$A_{sw} =$	474.000 mm ²	
$\rho_{w,min} = 0.08 \cdot \sqrt{f_{ck}} / f_{yk} =$	0.00110	
where, α is the angle between shear reinforcement and the beam axis perpendicular to the shear force.		
θ is the angle between the concrete compression strut and the beam axis perpendicular to the shear force.		
z is the inner level arm.		
A_{sw} is the cross-sectional area of the shear reinforcement		
$\rho_{w,min}$ is the minimum ratio of shear reinforcement		
- Design value for the shear resistance $V_{Rd,s}$		(EN 1992-1-1:2004, 6.2.3(3)-(4))
$V_{Rd,max} = \alpha_{cw} \cdot b_w \cdot z \cdot v_1 \cdot f_{cd} / (\cot\theta + \tan\theta) =$	1269.688 kN	
$V_{Rd,s} = (A_{sw} / s) \cdot z \cdot f_{ywd} \cdot \cot\theta \leq V_{Rd,max}$		
=	1269.688 kN	$\geq V_{Ed} = -1225.391$ kN OK
where,		
$v_1 =$	v	= 0.602
$\alpha_{cw} = 1 + \sigma_{cp} / f_{cd} =$	1.008	(for $0 < \sigma_{cp} \leq 0.25 \cdot f_{cd}$)
$\sigma_{cp} = N_{Ed} / A_c =$	0.194 MPa	
$N_{Ed} =$	233.199 kN	(if compression, $N_{Ed} > 0$)
$A_c =$	1157950.800 mm ²	
$v = 0.7 \cdot (1 - f_{ck}/250)$		
v_1 is a strength reduction factor for concrete cracked in shear		
α_{cw} is a coefficient taking account of the state of the stress in the compression chord		
2) Check minimum shear reinforcement		(EN 1992-1-1:2004, 9.2.2(5))
- Check ratio of shear reinforcement		
$\rho_{w,min} = 0.08 \cdot \sqrt{f_{ck}} / f_{yk} =$	0.00110	
$\rho_w = A_{sw} / (s \cdot b_w \cdot \sin\alpha) =$	0.01586	$\geq \rho_{w,min} = 0.00110$ OK
where, $\rho_{w,min}$ is the minimum ratio of shear reinforcement		
$A_{sw} =$	474.000 mm ²	: Area of diagonal reinforcement
- Check Spacing of stirrups		
$S_{l,max} = 0.75 \cdot d \cdot (1 + \cot\alpha) =$	932.314 mm	
$s =$	100.000 mm	$\leq S_{l,max} = 932.314$ mm OK
where, s is the spacing of the stirrups		
$d =$	1243.085 mm	: effective depth
3) Check additional tension force in the longitudinal reinforcement due to shear force		(EN 1992-1-1:2004, 6.2.3.(7))
$\Delta F_{Td} = 0.5 \cdot V_{Ed} \cdot (\cot\theta - \cot\alpha) =$	730.182 kN	
$(M_{Rd} - M_{Ed}) / z =$	3626.308 kN	
$\Delta F_{Td} \leq (M_{Rd} - M_{Ed}) / z$		OK
where, $M_{Rd} =$	2211.120 kN	: The moment resistance
$z =$	609.081 mm	: Lever arm from the ultimate bending resistance analysis

Verifica in mezzeria

Element Number	337
Position Information	I

1.Design Condition

1.1 Design Parameters

- Partial factors for ultimate limit states (EN 1992-1-1:2004, 2.4.2.4)

Design Situations	γ_c for concrete	γ_s for reinforcing steel	γ_s for prestressing steel
Persistent & Transient	1.500	1.150	1.150
Accidental	1.200	1.000	1.000

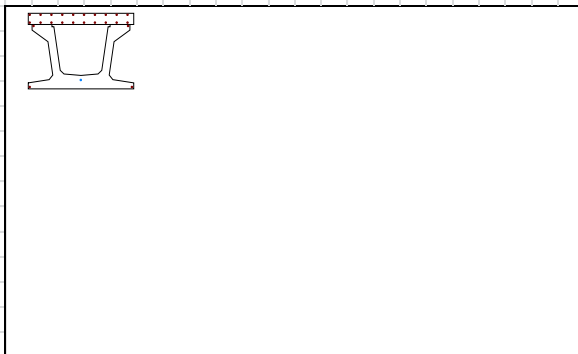
- factor α_{cc} , α_{ct} : Coefficient for long term effects on Compression and Tensile Strength.

α_{cc} = 0.850 (for the Compressive strength)

α_{ct} = 1.000 (for the Tensile strength)

1.2 Sectional Information

Section Information	Equvnt sect(tdn, reinfmnt) (Girder)	Equvnt sect (After Comp) (Girder + Slab)
A (mm ²)	811615.472	1219896.907
I_y (mm ⁴)	123504608345.744	309336971720.308
y_{st} (mm)	-	648.221
y_{sb} (mm)	-	448.221
y_t (mm)	724.003	448.221
y_b (mm)	425.997	701.779
Z_{st} (mm ³)	-	301420197.198
Z_{sb} (mm ³)	-	363010777.112
Z_t (mm ³)	252101679.169	363010777.112
Z_b (mm ³)	233908774.486	2075248126.193



1.3 Material Information

■ Girder

(EN 1992-1-1:2004, Table 3.1)

- Concrete Material Information

$f_{ck(g)}$ = 35.000 MPa

$E_{c(g)}$ = 34077.000 MPa

$f_{cm} = f_{ck} + 8$ = 43.000 MPa

$f_{ctm} = 0.30 \cdot f_{ck}^{(2/3)}$ = 3.210 MPa ($f_{ck} \leq C50/60$)

$f_{ctk,0.05} = 0.7 \cdot f_{ctm}$ = 2.247 MPa

- Reinforcement Material Information

$f_{yk(g)}$ = 430.000 MPa, $E_{s(g)}$ = 206000.000 MPa

■ Slab

(EN 1992-1-1:2004, Table 3.1)

- Concrete Material Information

$f_{ck(s)}$ = 35.000 MPa

$E_{c(s)}$ = 34077.000 MPa

$f_{cm} = f_{ck} + 8$ = 43.000 MPa

$f_{ctm} = 0.30 \cdot f_{ck}^{(2/3)}$ = 3.210 MPa ($f_{ck} \leq C50/60$)

$f_{ctk,0.05} = 0.7 \cdot f_{ctm}$ = 2.247 MPa

- Reinforcement Material Information

$f_{yk(s)}$ = 430.000 MPa, $E_{s(s)}$ = 206000.000 MPa

1.4 Tendon Profile Information

Type	Tendon Name	Location (mm)	Area (mm ²)	Strength (MPa)		E_p (MPa)
				f_{pk}	$f_{p0.1k}$	
1	precompressione New	1195.3	8340.000	1860.000	1670.000	195000.000

2.Ultimate Moment Resistance

■ Positive Moment

1 Check Moment Resistance, $M_{R,d}$

- Design Load

Load Combination Name : slu 1-1
Design Situations : Persistent & Transient
Load Combination Type : FX-MAX
 $M_{Ed} = 7867.403 \text{ kN} \cdot \text{m}$

- factor λ , and factor η

$\lambda_{(g)} = 0.800 \quad (f_{ck} \leq 50 \text{ MPa})$
 $\lambda_{(s)} = 0.800 \quad (f_{ck} \leq 50 \text{ MPa})$
 $\eta_{(g)} = 1.000 \quad (f_{ck} \leq 50 \text{ MPa})$
 $\eta_{(s)} = 1.000 \quad (f_{ck} \leq 50 \text{ MPa})$

- Design strength of concrete

(EN 1992-1-1:2004, 3.1.6(1))

Girder : $f_{cd(g)} = \alpha_{cc} \cdot f_{ck(g)} / \gamma_c = 19.833 \text{ MPa}$
Slab : $f_{cd(s)} = \alpha_{cc} \cdot f_{ck(s)} / \gamma_c = 19.833 \text{ MPa}$

- Design strength of Reinforcement

(EN 1992-1-1:2004, 3.2.7)

Girder : $f_{yd(g)} = f_{yk(g)} / \gamma_{s_rebar} = 373.913 \text{ MPa}$
Slab : $f_{yd(s)} = f_{yk(s)} / \gamma_{s_rebar} = 373.913 \text{ MPa}$

- Calculate Neutral Axis

- 1) Assume neutral axis depth.
- 2) Calculate the strain of steel and tendon.
- 3) Calculate the stress of steel and tendon.
- 4) Calculate the axial force in concrete, steel, and tendon.
- 5) Check if the resultant force of cross-section is zero.
- 6) Repeat step 1 through 5 until the resultant force becomes zero.

Num.	Neutral depth (mm)	Compression Force (C) (kN)		Tension Force (T) (kN)		Ratio (C/T)
		Concrete	Reinforcement	Reinforcement	Tendon	
1	675.0	11730.201	1587.635	84.504	12065.313	1.09613
2	337.5	8754.338	1587.635	84.504	12111.130	0.84801
3	506.3	10671.659	1587.635	84.504	12111.130	1.00522
4	421.9	9814.308	1587.635	84.504	12111.130	0.93492
5	464.1	10271.458	1587.635	84.504	12111.130	0.97240
6	485.2	10478.677	1587.635	84.504	12111.130	0.98940
7	495.7	10576.948	1587.635	84.504	12111.130	0.99745
8	501.0	10624.748	1587.635	84.504	12111.130	1.00137
9	498.3	10600.959	1587.635	84.504	12111.130	0.99942

- Calculate $F_{C(g)}$, $F_{C(s)}$, F_s , F_p

(EN 1992-1-1:2004, Fig 3.5, Fig 6.1)

$F_{C(g)} = (\eta_{(g)} \cdot f_{cd(g)} \cdot A_{ca(g)}) = 2905.626 \text{ kN}$: Compression Force for Girder
 $F_{C(s)} = (\eta_{(s)} \cdot f_{cd(s)} \cdot A_{ca(s)}) = 7695.333 \text{ kN}$: Compression Force for Slab
 $F_s = f_s \cdot A_s = 1587.635 \text{ kN}$: Compression reinforcement Force
 $F_s = f_s \cdot A_s = 84.504 \text{ kN}$: Tension Force in reinforcement
 $F_p = \sum F_{pi} = 12111.130 \text{ kN}$: Tension Force in Tendon

where, $a = \lambda \cdot x = 398.672 \text{ mm}$
 $x = 498.340 \text{ mm}$: neutral axis depth
 $A_{ca(g)} = 146502.136 \text{ mm}^2$: Area of rectangular con'c stress block for girder part
 $A_{ca(s)} = 388000.000 \text{ mm}^2$: Area of rectangular con'c stress block for slab part
 $A_s = 4246.000 \text{ mm}^2$: Compression reinforcement areas
 $A_s = 226.000 \text{ mm}^2$: Tension reinforcement areas

Num.	Stress _{Eff} (MPa)	$\Delta \epsilon_{pi}$	$\epsilon_{p(0)i}$	ϵ_{pi}	f_{pi} (MPa)	A_{pi} (mm ²)	F_{pi} (kN)
precompression	920.565	0.00490	0.00472	0.00962	1452.174	8340.000	12111.130
$F_p = \sum (F_{pi}) =$							12111.130

where, $\text{Stress}_{Eff} = \epsilon_{p(0)i} \cdot E_{pi}$

$\Delta \epsilon_{pi}$: concrete strain at tendon depth under fracture state

$\epsilon_{p(0)i}$: tendon strain under the effective Prestressing stress

$\epsilon_{pi} = \Delta \epsilon_{pi} + \epsilon_{p(0)i}$

$f_{pi} = \min(\epsilon_{pi} E_{pi}, f_{pd})$

$f_{pd} = f_{p0,1k} / \gamma_s$

$F_{pi} = f_{pi} \cdot A_{pi}$

- Calculate moment resistance, $M_{R,d}$

$M_{R,d} = F_{C(g)} \cdot a_{C(g)} + F_{C(s)} \cdot a_{C(s)} + F_s \cdot a_s + \sum (F_{pi} \cdot a_{pi})$
 $= 12785.925 \text{ kN} \cdot \text{m} \geq M_{Ed} = 7867.403 \text{ kN} \cdot \text{m}$ OK

where,

$a_{C(g)}$, $a_{C(s)}$, a_s , a_{pi} is the distance from the neutral axis to the centroid of the stress block in concrete, RF, TD

3. Shear Resistance

■ Maximum Shear Force

1) Check shear resistance of Concrete, $V_{Rd,c}$

- Design Load

Load Combination Name :	slu 1-1
Design Situations :	Persistent & Transient
Load Combination Type :	FX-MAX
N_{Ed} =	-7764.691 kN
V_{Ed} =	295.148 kN
M_{Ed} =	7867.403 kN · m
V_p =	0.000 kN

- Design strength of concrete

Girder :	$f_{cd(g)} = \alpha_{cc} \cdot f_{ck(g)} / \gamma_c =$	23.333 MPa
Slab :	$f_{cd(s)} = \alpha_{cc} \cdot f_{ck(s)} / \gamma_c =$	23.333 MPa

- Design strength of Reinforcement

Girder :	$f_{yd(g)} = f_{yk(g)} / \gamma_{s_rebar} =$	373.913 MPa
Slab :	$f_{yd(s)} = f_{yk(s)} / \gamma_{s_rebar} =$	373.913 MPa

- Check whether the section is cracked in bending.

$f_b =$	17.954 MPa	>	$f_{ctd} =$	1.498 MPa
(The section is cracked.)				
where, f_b :	Flexural tensile stress	(Tension is taken as positive.)		
$f_{ctd} =$	$\alpha_{ct} \cdot f_{ctk,0.05} / \gamma_c$:	Design tensile strength of concrete.	

- Design value for the shear resistance $V_{Rd,c}$

$V_{Rd,min} =$	$(V_{min} + k_1 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d_p =$	409.956 kN
$V_{Rd,c} =$	$[C_{Rd,c} \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_1 \cdot f_{ck})^{(1/3)} + k_1 \cdot \sigma_{cp}] \cdot b_w \cdot d_p =$	359.120 kN $\geq V_{Rd,min}$
	$= 409.956 \text{ kN} \geq V_{Ed} =$	295.148 kN \therefore Shear reinforcement is not required
where, $C_{Rd,c} =$	$0.18 / \gamma_c =$	0.120
$V_{min} =$	$0.035 \cdot k^{(3/2)} \cdot f_{ck}^{(1/2)} =$	0.339
$k_1 =$	0.15	
$k =$	$1 + \sqrt{(200 / d_p)} \leq 2.0 =$	1.389
$\rho_1 =$	$A_{sl} / (b_w \cdot d_p) \leq 0.02 =$	0.001
$A_{sl} =$	226.000 mm ²	
$b_w =$	298.9 mm	
$d_p =$	1320.0 mm	
$\sigma_{cp} =$	$N_{Ed} / A_c \leq 0.2 \cdot f_{cd} =$	4.667 MPa
$N_{Ed} =$	7764.691 kN	(if compression, $N_{Ed} > 0$)
$A_c =$	1219896.907 mm ²	

2) Check minimum shear reinforcement (EN 1992-1-1:2004, 9.2.2(5))

- Check ratio of shear reinforcement

$\rho_{w,min} =$	$0.08 \cdot \sqrt{f_{ck}} / f_{yk} =$	0.00110		
$\rho_w =$	$A_{sw} / (s \cdot b_w \cdot \sin \alpha) =$	0.01586 $\geq \rho_{w,min} =$	0.00110	OK
where, $\rho_{w,min}$ is the minimum ratio of shear reinforcement				
$A_{sw} =$	474.000 mm ²	:	Area of diagonal reinforcement	

- Check Spacing of stirrups

$S_{l,max} =$	$0.75 \cdot d \cdot (1 + \cot \alpha) =$	989.997 mm	
$s =$	100.000 mm $\leq S_{l,max} =$	989.997 mm	OK
where, s is the spacing of the stirrups			
$d =$	1319.995 mm	:	effective depth

3) Check additional tension force in the longitudinal reinforcement due to shear force (EN 1992-1-1:2004, 6.2.3.(7))

$\Delta F_{td} =$	$0.5 \cdot V_{Ed} \cdot (\cot \theta - \cot \alpha) =$	175.872 kN	
$(M_{Rd} - M_{Ed}) / z =$	4691.448 kN		
$\Delta F_{td} \leq$	$(M_{Rd} - M_{Ed}) / z$	OK	
where, $M_{Rd} =$	12785.925 kN	:	The moment resistance
$z =$	1048.402 mm	:	Lever arm from the ultimate bending resistance analysis

■ Minimum Shear Force			
1) Check shear resistance of Concrete, $V_{Rd,c}$			
- Design Load			
Load Combination Name :	slu 1-1		
Design Situations :	Persistent & Transient		
Load Combination Type :	FX-MIN		
N_{Ed} =	-8071.077	kN	
V_{Ed} =	-268.302	kN	
M_{Ed} =	4743.806	kN · m	
V_p =	0.000	kN	
- Design strength of concrete			
Girder :	$f_{cd(g)} = \alpha_{cc} \cdot f_{ck(g)} / \gamma_c =$	23.333	MPa
Slab :	$f_{cd(s)} = \alpha_{cc} \cdot f_{ck(s)} / \gamma_c =$	23.333	MPa
- Design strength of Reinforcement			
Girder :	$f_{yd(g)} = f_{yk(g)} / \gamma_{s_rebar} =$	373.913	MPa
Slab :	$f_{yd(s)} = f_{yk(s)} / \gamma_{s_rebar} =$	373.913	MPa
- Check whether the section is cracked in bending.			
$f_b =$	10.541	MPa	$> f_{ctd} =$ 1.498 MPa
			(The section is cracked.)
where, f_b :	Flexural tensile stress (Tension is taken as positive.)		
$f_{ctd} =$	$\alpha_{ct} \cdot f_{ctk,0.05} / \gamma_c$: Design tensile strength of concrete.	
- Design value for the shear resistance $V_{Rd,c}$			
$V_{Rd,min} =$	$(V_{min} + k_1 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d_p =$	409.956	kN
$V_{Rd,c} =$	$[C_{Rd,c} \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_1 \cdot f_{ck})^{1/3} + k_1 \cdot \sigma_{cp}] \cdot b_w \cdot d_p =$	359.120	kN $\geq V_{Rd,min}$
	$=$	409.956	kN $\geq V_{Ed} =$ -268.302 kN \therefore Shear reinforcement is not required
where, $C_{Rd,c} =$	$0.18 / \gamma_c =$	0.120	
$V_{min} =$	$0.035 \cdot k^{3/2} \cdot f_{ck}^{1/2} =$	0.339	
$k_1 =$	0.15		
$k =$	$1 + \sqrt{(200 / d_p)} \leq 2.0 =$	1.389	
$\rho_1 =$	$A_{sl} / (b_w \cdot d_p) \leq 0.02 =$	0.001	
$A_{sl} =$	226.000	mm ²	
$b_w =$	298.9	mm	
$d_p =$	1320.0	mm	
$\sigma_{cp} =$	$N_{Ed} / A_c \leq 0.2 \cdot f_{cd} =$	4.667	MPa
$N_{Ed} =$	8071.077	kN	(if compression, $N_{Ed} > 0$)
$A_c =$	1219896.907	mm ²	
2) Check minimum shear reinforcement (EN 1992-1-1:2004, 9.2.2(5))			
- Check ratio of shear reinforcement			
$\rho_{w, min} =$	$0.08 \cdot \sqrt{f_{ck}} / f_{yk} =$	0.00110	
$\rho_w =$	$A_{sw} / (s \cdot b_w \cdot \sin \alpha) =$	0.01586	$\geq \rho_{w, min} =$ 0.00110 OK
where, $\rho_{w, min}$ is the minimum ratio of shear reinforcement			
$A_{sw} =$	474.000	mm ²	: Area of diagonal reinforcement
- Check Spacing of stirrups			
$S_{l, max} =$	$0.75 \cdot d \cdot (1 + \cot \alpha) =$	989.997	mm
$s =$	100.000	mm	$\leq S_{l, max} =$ 989.997 mm OK
where, s is the spacing of the stirrups			
$d =$	1319.995	mm	: effective depth
3) Check additional tension force in the longitudinal reinforcement due to shear force (EN 1992-1-1:2004, 6.2.3.(7))			
$\Delta F_{ld} =$	$0.5 \cdot V_{Ed} \cdot (\cot \theta - \cot \alpha) =$	159.875	kN
$(M_{Rd} - M_{Ed}) / z =$	7670.837	kN	
$\Delta F_{ld} \leq$	$(M_{Rd} - M_{Ed}) / z$	OK	
where, $M_{Rd} =$	12785.925	kN	: The moment resistance
$z =$	1048.402	mm	: Lever arm from the ultimate bending resistance analysis

Si riportano in seguito le tabelle riassuntive delle precedenti verifiche ed i relativi fattori di sfruttamento.

		Elem.	Part	Positive / Negative	Lcom Name	Situation	Type	Check	M _{Ed} (kN · m)	M _{Rd} (kN · m)	M _{Ed} /M _{Rd}
1° Ampliamento	Appoggio	321	I	Positive	slu 2a-3	Persistent & Transient	FX-MAX	OK	106.038	6689.800	0.016
		321	I	Negative	slu 1-2	Persistent & Transient	FX-MIN	OK	-5.676	2211.120	0.003
	Mezzeria	337	I	Positive	slu 1-1	Persistent & Transient	FX-MAX	OK	7867.403	12785.925	0.615
		337	I	Negative	slu 1-4	Persistent & Transient	-	OK	0.000	2179.040	0.000
Esistente	Appoggio	1057	I	Positive	slu 1-3	Persistent & Transient	FX-MAX	OK	222.382	2670.741	0.083
		1057	I	Negative	slu 1-3	Persistent & Transient	FX-MIN	OK	-12.493	5634.969	0.002
	Mezzeria	1073	J	Positive	slu 1-3	Persistent & Transient	FX-MAX	OK	8095.458	9004.367	0.899
		1073	J	Negative	slu 1-4	Persistent & Transient	-	OK	0.000	183.952	0.000

		Elem.	Part	Positive / Negative	Lcom Name	Situation	Type	Check	V _{Ed} (kN)	V _{Rd} (kN)	V _{Rd,c} (kN)	V _{Rd,s} (kN)	V _{Rd,max} (kN)	V _{Ed} /V _{Rd}
1° Ampliamento	Appoggio	321	I	MAX	slu 1-4	Persistent & Transient	-	OK	-463.902	500.146	500.146	1997.247	1997.247	0.928
		321	I	MIN	slu 1-1	Persistent & Transient	FX-MIN	OK	-1225.391	1269.688	500.146	1269.688	1269.688	0.965
	Mezzeria	337	I	MAX	slu 1-1	Persistent & Transient	FX-MAX	OK	295.148	409.956	409.956	2214.436	2709.308	0.720
		337	I	MIN	slu 1-1	Persistent & Transient	FX-MIN	OK	-268.302	409.956	409.956	2214.436	2709.308	0.654
Esistente	Appoggio	1057	I	MAX	slu 1-4	Persistent & Transient	-	OK	-64.957	1435.475	1435.475	293.743	4564.877	0.045
		1057	I	MIN	slu 1-3	Persistent & Transient	FX-MIN	OK	-440.729	1435.714	1435.714	293.744	4565.500	0.307
	Mezzeria	1073	J	MAX	slu 1-3	Persistent & Transient	FX-MAX	OK	21.412	746.146	746.146	293.743	4489.487	0.029
		1073	J	MIN	slu 1-3	Persistent & Transient	FX-MIN	OK	-77.284	770.588	770.588	293.743	4533.566	0.100

9. REAZIONI IN CORRISPONDENZA DEGLI APPOGGI

Si riportano le sollecitazioni massime e minime in corrispondenza degli appoggi. Gli appoggi dovranno essere in grado di resistere alle sollecitazioni di progetto agli SLU/SLV.

FX: Forza longitudinale

FY: Forza trasversale

FZ: Forza verticale

	FX	FY	FZ
SLU (max)	62.7	18.3	3246.0
SLU (min)	-109.6	-1.7	133.9
SLV (max)	2027.5	1894.5	2000.6
SLV (min)	-5842.7	-1533.9	-268.6

Tabella 9.1: Reazioni massime e minime sugli appoggi