

**Autostrada A13
Bologna - Padova**

**Progetto Definitivo
Ampliamento alla terza corsia
Tratto Bologna Arcoveggio – Ferrara Sud**

Opere d'arte

Ponte Riolo – Sottovia Basso Reno

Relazione di calcolo impalcato Sottovia Basso Reno

INDICE

1. INTRODUZIONE.....	4
1.1 DESCRIZIONE GENERALE DELL'OPERA.....	4
1.2 FASI COSTRUTTIVE.....	5
1.3 NORMATIVE DI RIFERIMENTO.....	6
1.4 CONTESTUALIZZAZIONE.....	6
1.4.1 Condizioni ambientali e classi di esposizione.....	7
1.4.2 Sismicità.....	7
1.4.3 Parametri geotecnici.....	7
1.5 CARATTERISTICHE MATERIALI.....	7
1.5.1 Calcestruzzo.....	7
1.5.2 Acciaio per c.a.....	8
1.5.3 Coefficienti parziali di sicurezza.....	9
1.6 SOFTWARE DI CALCOLO.....	10
1.7 CONVENZIONI GENERALI.....	10
2. CRITERI DI CALCOLO.....	11
2.1 IPOTESI DI CALCOLO.....	11
2.2 COMBINAZIONI DI CARICO.....	12
2.3 STATI LIMITE ULTIMI.....	13
2.4 STATI LIMITE DI ESERCIZIO.....	14
2.4.1 Stati limite di fessurazione.....	14
2.4.2 Stati limite delle tensioni.....	15
3. SCHEMA IN SEMPLICE APPOGGIO.....	16
3.1 CALCOLO DELLA STRUTTURA.....	16
3.1.1 SISTEMA DI RIFERIMENTO.....	16
3.1.2 MODALITA' DI COSTRUZIONE DELL'IMPALCATO.....	16
3.1.3 METODO ED IPOTESI DI CALCOLO.....	17
3.1.4 DATI IMPALCATO.....	18
3.1.5 RIPARTIZIONE TRASVERSALE DEI CARICHI.....	19
3.1.6 ANALISI DEI CARICHI.....	20
3.1.7 COEFFICIENTI DI COMBINAZIONE.....	21
3.1.8 APPLICAZIONE DEL METODO DI MASSONNET.....	22
3.1.9 SOLLECITAZIONI SULLA TRAVE 4.....	23
3.2 TRAVE N. 4 – VERIFICA ELEMENTO PRECOMPRESSO.....	29
3.2.1 Convenzioni ed ipotesi di base.....	29
3.2.2 Dati di calcolo.....	29
3.2.3 Stati limite di esercizio.....	35
3.2.4 Stati limite ultimi.....	37
3.2.5 Verifica delle sezioni.....	38
4. SCHEMA IN INCASTRO.....	48
4.1 ANALISI DEI CARICHI.....	48
4.1.1 Carichi elementari.....	48
4.1.2 Applicazione del metodo di massonnet.....	49
4.2 CALCOLO DELLE SOLLECITAZIONI.....	49
4.3 VERIFICHE DI RESISTENZA.....	50

1. Introduzione

Nel presente elaborato sono riportati i calcoli di dimensionamento e verifica relativi all'impalcato in cemento armato precompresso dell'opera di nuova realizzazione denominata "Ponte Riolo – Sottovia Basso Reno" prevista nell'ambito dei lavori di ampliamento alla terza corsia sull'autostrada A13 Bologna – Padova, alle progressive km 25+150 e km 25+180.

1.1 Descrizione generale dell'opera

L'opera nel complesso è costituita da due porzioni costituite da sistemi costruttivi differenti.

In particolare, la porzione denominata "Ponte Riolo" è costituita da un impalcato in struttura mista acciaio-calcestruzzo con schema statico in semplice appoggio. L'impalcato appoggia sulle spalle A e B dell'opera. La spalla B costituisce il sostegno anche per la porzione di opera denominata "Sottovia Basso Reno", realizzata con un impalcato a travi in cemento armato precompresso, solidarizzate da una soletta in cemento armato gettata in opera. L'impalcato risulta inoltre solidarizzato anche alle spalle B e C, attraverso la realizzazione di un getto in opera di continuità con le spalle.

L'andamento planimetrico dell'opera è in rettilineo.

L'impalcato presenta una obliquità di circa 11° rispetto alla direzione ortogonale al senso di marcia.

La sezione trasversale dell'opera è costituita da due carreggiate separate, una per senso di marcia, caratterizzate dalle seguente geometria trasversale:

carreggiata Sud - Direzione Bologna: una sede carrabile di 16.15m, e da due cordoli esterni di larghezza pari a 0.70m ciascuno.

Carreggiata Nord - Direzione Ferrara: una sede carrabile di 14.95m, e da due cordoli esterni di larghezza pari a 0.70m ciascuno.

L'opera ha lunghezza complessiva 56.70m, ed è costituito da una campata in semplice appoggio di lunghezza pari a 43.00m, fra la Spalla A e la Spalla B, e da una seconda campata a portale di lunghezza pari a 13.70m, fra la Spalla B e la Spalla C.

Ciascun impalcato della campata fra la Spalla A e la Spalla B è della tipologia mista "acciaio-calcestruzzo" costituito da 4 travi a "doppio T" in acciaio, di altezza pari a 2.00m e soletta in calcestruzzo armato gettato in opera, di spessore pari a 0.30m. Le travi sono collegate a due a due da traversi reticolari posti ad interasse di 2.15m; i diaframmi di spalla sono invece a parete piena. La struttura metallica, di lunghezza complessiva pari a 44.00m, verrà realizzata tramite n.4 conci trasportabili di lunghezza rispettivamente pari a 10.00m, 11.50m, 12.50m e 10.00m.

L'impalcato della campata fra la Spalla B e la Spalla C, necessaria per lo scavalco della SP 12, è della tipologia a travi in cemento armato precompresso, costituita da n. 57 travi prefabbricate in c.a.p. di altezza pari a 0.30m e larghezza di 0.60m solidarizzate da una soletta in c.a. gettata in opera, di spessore pari a 0.20m. Le travi risultano, in prima fase, in schema statico di semplice appoggio fra le due spalle; in seconda e ultima fase le travi saranno solidarizzate tra loro e alle spalle attraverso il getto della soletta, previa la posa in opera di idonee armature in grado di trasmettere il momento negativo indotto dai pesi permanenti portati e dai carichi accidentali alle spalle stesse. In questa maniera, l'impalcato, in fase definitiva, risulta incastrato alle spalle. La sezione trasversale in questa porzione di struttura vede le due carreggiate appartenere ad uno unico impalcato, con le seguenti dimensioni:

carreggiata Sud - Direzione Bologna: una sede carrabile di 16.15m, e cordolo esterno di larghezza pari a 0.70m

Carreggiata Nord - Direzione Ferrara: una sede carrabile di 14.95m, e cordolo esterno di larghezza pari a 0.70m
Cordolo centrale di larghezza pari a 2.60m

Il sistema di vincolamento previsto per il Cavalcavia, nella porzione fra la spalla A e la spalla B, è costituito da dispositivi di appoggio ed isolamento sismico in elastomero armato. Si prevede l'inserimento di guide longitudinali accoppiate ai dispositivi presenti sulla Spalla B, in modo da creare un allineamento mobile in direzione longitudinale e fisso in direzione trasversale. L'allineamento sulla spalla A, invece, risulta fisso sia in direzione longitudinale sia in direzione trasversale.

Le spalle dell'opera sono in conglomerato cementizio armato, e presentano una platea con fondazione su pali di grande diametro ($\Phi 1200$), in numero di 24 per la spalla A e 20 per la spalla C. La spalla B invece è fondata su una paratia di 20 pali di grande diametro ($\Phi 1200$), posti su una unica fila.

1.2 Fasi costruttive

A causa della necessità di lasciare aperto il traffico sulla sede autostradale, si prevede di costruire l'opera per fasi. Per questo motivo, l'impalcato in carreggiata Sud risulta, a parità di numero di travi, leggermente più largo rispetto a quello della carreggiata Nord. Inoltre, nelle fasi iniziali dei lavori, la carreggiata Sud verrà aperta al traffico in configurazione diversa rispetto a quella finale, ovvero con una sezione trasversale di larghezza ridotta.

Le principali fasi costruttive dell'opera sono elencate di seguito:

1. Deviazione del traffico in Carreggiata Sud - direzione Bologna su corsie a larghezza; demolizione delle strutture in elevazione della prima fascia in carreggiata Sud esistente, realizzazione di berlinesi provvisori e demolizione del muro in gabbioni sulla spalla lato Padova carreggiata Sud
2. Realizzazione della prima fascia di opere di progetto in carreggiata Sud; demolizione di parte di berlinese e realizzazione dei rilevati
3. Deviazione del traffico in Carreggiata Sud - direzione Bologna sulla nuova opera di progetto con corsie a larghezza ridotta; realizzazione di berlinesi in asse autostrada; completamento della demolizione delle strutture in elevazione della carreggiata Sud esistente
4. Abbassamento delle berlinesi realizzate in fase 1 e completamento della carreggiata Sud di progetto
5. Deviazione del traffico in carreggiata Nord - direzione Ferrara su carreggiata Sud di nuova realizzazione; demolizione delle opere esistenti in elevazione in carreggiata Nord; demolizione parziale berlinesi realizzate in fase 3; demolizione muro in gabbioni lato padova carreggiata Nord
6. Abbassamento delle berlinesi e realizzazione delle spalle e dei muri andatori dell'opera di progetto in carreggiata Nord

Per un maggior dettaglio si rimanda all'elaborato specifico "Fasi di costruzione".

1.3 Normative di riferimento

Le analisi strutturali e le relative verifiche vengono eseguite secondo il metodo semi-probabilistico agli Stati Limite in accordo alle disposizioni normative previste dalla vigente Normativa italiana (NTC-08) e da quella europea (Eurocodici, EN). In particolare, al fine di conseguire un approccio il più unitario possibile relativamente alle prescrizioni ed alle metodologie/criteri di verifica, si è fatto diretto riferimento alle varie parti degli Eurocodici, unitamente ai relativi National Application Documents (NAD's), verificando puntualmente l'armonizzazione del livello di sicurezza conseguito con quello richiesto dalla vigente Normativa nazionale.

In dettaglio:

D.M. 14 gennaio 2008: Nuove norme tecniche per le costruzioni (indicate nel prosieguo "NTC-08")

Istruzioni per l'applicazione delle Norme Tecniche per la Costruzioni di cui al D.M. 14/01/2008

UNI EN 1990: Basi della progettazione strutturale

UNI EN 1991-1-4: Azioni sulle strutture – Azione del vento

UNI EN 1991-1-5: Azioni sulle strutture – Azioni termiche

UNI EN 1991-2: Azioni sulle strutture – Carichi da traffico sui ponti

UNI EN 1992-1-1: Progettazione delle strutture di calcestruzzo - regole generali e regole per gli edifici

UNI EN 1992-2: Progettazione delle strutture di calcestruzzo – Ponti di calcestruzzo

UNI EN 1993-1-1: Progettazione delle strutture di acciaio – Regole generali e regole per gli edifici

UNI EN 1993-2: Progettazione delle strutture di acciaio – Ponti di acciaio

UNI EN 1993-1-5: Progettazione delle strutture di acciaio – Elementi strutturali a lastra

UNI EN 1993-1-8: Progettazione delle strutture di acciaio – Progettazione dei collegamenti

UNI EN 1993-1-9: Progettazione delle strutture di acciaio – Fatica

UNI EN 1994-1-1: Progettazione delle strutture composte acciaio-calcestruzzo – Regole generali e regole per gli edifici

UNI EN 1994-2: Progettazione delle strutture composte acciaio-calcestruzzo – Ponti

UNI EN 1998-2: Progettazione delle strutture per la resistenza sismica – Ponti

UNI EN 1090 - 1: Esecuzione di strutture in acciaio e di alluminio – Requisiti per la valutazione di conformità dei componenti strutturali

UNI EN 1090 - 2: Esecuzione di strutture in acciaio e di alluminio – Requisiti tecnici per strutture in acciaio.

1.4 Contestualizzazione

Le opere della presente tipologia vengono realizzate nell'ambito dell'intervento di ampliamento alla terza corsia, Autostrada A13 Bologna - Padova.

Nei punti seguenti vengono richiamati i temi che, in maniera più o meno significativa, necessitano di una opportuna contestualizzazione.

La particolare ubicazione delle opere richiede l'opportuna contestualizzazione dei seguenti parametri, la cui influenza è esposta dettagliatamente nei capitoli a seguire.

1.4.1 Condizioni ambientali e classi di esposizione

Per quanto riguarda le classi di esposizione, si prevede l'alternarsi di cicli di gelo/disgelo, in presenza di agenti disgelanti, per cui, applicheranno le seguenti classi di esposizione:

soletta:	XF4
corpo spalla e pila:	XF2
fondazioni spalla e pila:	XC2
pali:	XC2

Le caratteristiche del calcestruzzo dovranno pertanto rispettare, oltre i requisiti di resistenza indicati al punto seguente, anche i criteri previsti dalla vigente Normativa (EN 11104 e EN 206) per quanto riguarda l'esposizione alle classi indicate.

1.4.2 Sismicità

L'opera viene dimensionata con riferimento ai seguenti parametri caratteristici:

Vita nominale	50 anni
Classe d'uso	IV → Cu = 2.0
Vita di riferimento	100 anni
ag	0.206 g = 2.02 m/s ²
Categoria topografica	T1
Tipo di suolo	D

1.4.3 Parametri geotecnici

Le caratteristiche del terreno influenzano, in linea generale, la flessibilità del sistema spalle-impalcato, e pertanto, anche la distribuzione delle sollecitazioni ed il quadro tensionale sui vari elementi strutturali.

L'inquadramento di dettaglio relativo alle caratteristiche geotecniche dei terreni ricadenti nella tratta di impiego della presente tipologia è riportato nello specifico elaborato.

1.5 Caratteristiche materiali

Vengono di seguito elencati i materiali impiegati per la realizzazione dell'opera, unitamente ai rispettivi parametri di riferimento.

1.5.1 Calcestruzzo

Secondo EN206 - CNR UNI 11104

CORDOLI, BAGGIOLI E RITEGNI SISMICI

Classe..... C35/45

Classe di esposizione XF4

SOLETTE IN C.A.

Calcestruzzo a ritiro compensato con espansivo a base di ossido di calcio con ritiro < 100 micron/m a 28gg.

(Valutazione con la prova secondo UNI 8148)

Classe..... C35/45

Classe di esposizione XF4

COPPELLE

Classe..... C35/45

Classe di esposizione XF4

TRAVI PRECOMPRESSE

Classe..... C45/55

Classe di esposizione XF4

COPRIFERRO NOMINALE* per pali trivellati (\emptyset palo>600mm)Cnom.=60.0 mm

COPRIFERRO NOMINALE* per soletteCnom.=35.0 mm

COPRIFERRO NOMINALE* per elevazioniCnom.=35.0 mm

COPRIFERRO NOMINALE* per fondazioniCnom.=40.0 mm

* EN 1992-1-1 par. 4.4.1 (2)P

1.5.2 Acciaio per c.a.

Secondo NTC 2008 (DM 14/01/2008)

Tipo B450C

fyk > 450 MPa

ftk > 540 MPa

Acciaio per precompressione

fpk > 1860 MPa

1.5.3 Coefficienti parziali di sicurezza

Relativamente ai coefficienti parziali dei materiali si fa riferimento, nell'ambito delle rispettive verifiche, a quanto contenuto in tabella.

Coefficienti di sicurezza materiali

Carpenteria metallica

γ_{mo}	1.05 verifiche S.L.U. - resistenza
γ_{m1}	1.10 verifiche S.L.U. - buckling
γ_{m2}	1.25 verifiche S.L.U. - frattura in trazione
$\gamma_{m,ser}$	1.00 verifiche S.L.E. - limitazione delle tensioni
γ_{Ff}	1.00 verifiche S.L. fatica
γ_{Mf}	1.35 non fail safe (vita illimitata)

riferimenti:

NTC 08 tab. 4.2.V
 EN 1993-1-1 6.1.(1) + N.A.D.
 EN 1993-2
 EN 1993-1-9 cap. 3.(8) - cap. 8.

Piolature

γ_v	1.25 verifiche S.L.U. - resistenza
ks	0.60 verifiche S.L.E.
γ_{Mf}	1.15 fail safe (vita illimitata)

riferimenti:

NTC 08 cap. 4.3.3
 EN 1994-2 cap. 6.6.3.1.(1)

Bullonature

γ_{m2}	1.25 resistenza S.L.U.
γ_{m3}	1.25 scorrimento S.L.U. (bull. Cat. C)
$\gamma_{m3,ser}$	1.10 scorrimento S.L.E. (bull. Cat. B)

riferimenti:

NTC 08 tab. 4.2.XII
 EN 1993-1-8 2.2.(2) + N.A.D.
 EN 1090-2

Saldature

γ_{m2}	1.25 resistenza S.L.U.
β_w	0.90 correlation factor (cord. Angolo)

riferimenti:

NTC 08 4.2.8.2.4
 EN 1993-1-8 4.5.3.2.(4) + N.A.D.
 EN 1090-2

Calcestruzzo

α_{cc}	0.85 carichi di lunga durata (quando rilevante)
γ_c	1.50 S.L.U.

riferimenti:

NTC 08 cap. 4.1.2.1.1.1
 NTC 08 cap. 4.3.3
 EN 1992-1-1 2.4.2.4

Acciaio in barre

γ_s	1.15 resistenza S.L.U.
------------	------------------------

riferimenti:

NTC 08 cap. 4.1.2.1.1.3
 NTC 08 cap. 4.3.3

1.6 Software di calcolo

Il calcolo dell'impalcato in cap viene eseguito utilizzando il codice di calcolo automatico TCAP ed. 8.3 - 07/2012 sviluppato da SIGMAc SOFT - Padova.

Procedura di calcolo tensionale per flessione: PREFLErett vers. TCAP/2.0 09/10 - SIGMAcSOFT

Procedura di calcolo a rottura per flessione: FindLim ed. TCAP/1.0 05/10 - SIGMAcSOFT

Procedura di calcolo a rottura per taglio: VrdCalc ed. TCAP/1.0 06/10 - SIGMAcSOFT

Modello iperstatico: TRSP ed. TCAP/1.0 04/10 – SIGMAcSOFT

1.7 Convenzioni generali

Nel prosieguo del presente elaborato si adotteranno le notazioni contemplate dalle varie norme EN di riferimento.

Le unità di misura sono quelle relative al sistema internazionale, ovvero:

lunghezze..... m

forze - coppie..... kN

tensioni..... N/mm^2

Per quanto riguarda le convenzioni di segno, si considerano, in generale, positive le trazioni.

Convenzioni specifiche verranno riportate nel prosieguo della presente relazione.

Si farà riferimento, di norma, a sistemi di tipo cartesiano ortogonale, in cui, in generale, si ha piano x-y orizzontale, con x posto tangente al tracciato nel punto in esame ed asse z verticale.

2. CRITERI DI CALCOLO

2.1 *Ipotesi di calcolo*

La porzione di struttura necessaria per lo scavalco della SP 12 è costituita da un impalcato a travi prefabbricate in c.a.p. solidarizzate da una soletta in c.a. gettata in opera. Le travi risultano appoggiate in prima fase alle due spalle e solidarizzate ad asse attraverso il getto della soletta, previa la posa in opera di idonee armature in grado di trasmettere il momento negativo indotto dai pesi permanenti portati e dai carichi accidentali. In questa maniera, l'impalcato, in fase definitiva, risulta incastrato alle spalle.

Gli elementi che costituiscono la struttura di scavalco, ovvero le due spalle e l'impalcato, in via semplificata ma comunque cautelativa, vengono analizzati separatamente, assumendo le seguenti ipotesi di calcolo.

Impalcato in CAP

L'impalcato in c.a.p., in fase iniziale, ovvero fino al completo indurimento della soletta in opera, ha un comportamento in semplice appoggio. Solo in seconda fase, a consolidamento avvenuto del getto della soletta, risulta solidarizzato alle spalle. Rimanendo comunque a favore di sicurezza, il calcolo dell'impalcato verrà effettuato ipotizzando un comportamento in semplice appoggio in tutte le fasi realizzative, in modo comunque da massimizzare le sollecitazioni positive sulla trave.

Il dimensionamento delle armature di collegamento fra l'impalcato e le spalle verrà invece effettuato applicando cautelativamente lo schema statico di trave incastrata alle estremità, al fine di massimizzare le sollecitazioni negative, indotte dai pesi permanenti portati e dai carichi accidentali.

Spalle

I calcoli di dimensionamento delle spalle vengono eseguiti analizzandole separatamente, e ipotizzando che le azioni orizzontali trasmesse dall'impalcato vengono ripartite secondo il seguente schema cautelativo.

In conseguenza della ridotta rigidità della spalla B rispetto alla spalla C, le azioni orizzontali trasmesse dall'impalcato alle sottostrutture vengono per la maggior parte assorbite dalla spalla C. Rimanendo a favore di sicurezza, il dimensionamento dei due elementi verrà eseguito secondo le seguenti percentuali di ripartizione:

Spalla B: 50%

Spalla C: 100%

In questo modo si ha la garanzia che entrambe le spalle siano dimensionate per una azione sicuramente non inferiore rispetto a quella che effettivamente sarà presente durante la vita della struttura.

La presenza dell'impalcato solidarizzato alle spalle sarà tenuto in conto applicando, in sommità alle spalle, il momento indotto dai carichi di seconda fase (permanentemente portati e accidentali) sull'impalcato stesso, assumendo lo schema cautelativo di incastro perfetto.

2.2 Combinazioni di carico

Le combinazioni di carico sono state determinate in riferimento al par. 5.1.3.12 e 2.5.3 del D.M. 14/01/2008 e di seguito riportate:

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

$$\sum_{i=1}^3 \gamma_{gi} \cdot g_i + \sum_{i=1}^4 \gamma_{si} \cdot \varepsilon_i + \gamma_Q \cdot q_1 + \sum_{i=2}^7 \gamma_{qi} \cdot \psi_{0i} \cdot q_i$$

- **Combinazione caratteristica** (rara), generalmente impiegata per gli stati limite di esercizio (SLE) irreversibili

$$\sum_{i=1}^3 g_i + \sum_{i=1}^4 \varepsilon_i + q_1 + \sum_{i=2}^7 \psi_{0i} \cdot q_i$$

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

$$\sum_{i=1}^3 g_i + \sum_{i=1}^4 \varepsilon_i + \psi_{11} \cdot q_1 + \sum_{i=2}^7 \psi_{2i} \cdot q_i$$

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

$$\sum_{i=1}^3 g_i + \sum_{i=1}^4 \varepsilon_i + \sum_{i=2}^7 \psi_{2i} \cdot q_i$$

- **Combinazione sismica**, impiegata per gli stati limite ultimi e di esercizio connessi all'azione sismica E:

$$E + \sum_{i=1}^3 g_i + \sum_{i=1}^4 \varepsilon_i + \sum_{i=2}^7 \psi_{2i} \cdot q_i$$

- **Combinazione eccezionale**, impiegata per gli stati limite ultimi connessi agli urti ed altre azioni eccezionali

$$\sum_{i=1}^3 g_i + \sum_{i=1}^4 \varepsilon_i + q_{8/9} + \sum_{i=2}^7 \psi_{2i} \cdot q_i$$

I coefficienti di combinazione considerati nel calcolo sono di seguito riportati.

		Coefficiente	EQU ⁽¹⁾	A1 STR	A2 GEO
Carichi permanenti	favorevoli	γ_{G1}	0,90	1,00	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		1,35	1,35	1,15
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
⁽¹⁾ Equilibrio che non coinvolga i parametri di deformabilità e resistenza del terreno; altrimenti si applicano i valori di GEO.					
⁽²⁾ Nel caso in cui i carichi permanenti non strutturali (ad es. carichi permanenti portati) siano compiutamente definiti si potranno adottare gli stessi coefficienti validi per le azioni permanenti.					
⁽³⁾ 1,30 per instabilità in strutture con precompressione esterna					
⁽⁴⁾ 1,20 per effetti locali					

Tabella dei coefficienti parziali per i ponti.

Azioni	Gruppo di azioni (Tabella 5.1.IV)	Coefficiente ψ_0 di combinazione	Coefficiente ψ_1 (valori frequenti)	Coefficiente ψ_2 (valori quasi permanenti)
Azioni da traffico (Tabella 5.1.IV)	Schema 1 (Carichi tandem)	0,75	0,75	0,0
	Schemi 1, 5 e 6 (Carichi distribuiti)	0,40	0,40	0,0
	Schemi 3 e 4 (carichi concentrati)	0,40	0,40	0,0
	Schema 2	0,0	0,75	0,0
	2	0,0	0,0	0,0
	3	0,0	0,0	0,0
	4 (folla)	----	0,75	0,0
Vento q_s	Vento a ponte scarico SLU e SLE	0,6	0,2	0,0
	Esecuzione	0,8	----	0,0
	Vento a ponte carico	0,6		
	Neve q_s	SLU e SLE	0,0	0,0
	esecuzione	0,8	0,6	0,5
Temperatura	T_k	0,6	0,6	0,5

Tabella dei coefficienti ψ per le azioni variabili per ponti stradali e pedonali.

Vengono di seguito riportate le combinazioni di calcolo adottate

2.3 Stati limite ultimi

Le verifiche agli stati limite ultimi devono essere eseguiti in riferimento ai seguenti stati limite:

-SLU di tipo geotecnico (GEO) e di equilibrio di corpo rigido (EQU)

- collasso per carico limite dell'insieme fondazione-terreno;

-SLU di tipo strutturale (STR)

- raggiungimento della resistenza negli elementi strutturali.

Le verifiche saranno condotte secondo l'approccio progettuale "Approccio 1", utilizzando i coefficienti parziali riportati nelle Tabelle 6.2.I e 5.1.V per i parametri geotecnici e le azioni.

1. combinazione 1 → (A1+M1+R1) → STR
2. combinazione 2 → (A2+M1+R2) → GEO

Tabella 6.2.II - Coefficienti parziali per i parametri del terreno

PARAMETRO	GRANDEZZA ALLA QUALE APPLICARE IL COEFF. PARZIALE	COEFFICIENTE PARZIALE γ_M	M ₁	M ₂
Tangente dell'angolo di resistenza al taglio	$\tan \phi'_k$	$\gamma_{\phi'}$	1	1.25
Coesione efficace	c'_k	$\gamma_{c'}$	1	1.25
Resistenza non drenata	c'_{uk}	γ_{cu}	1	1.4
Peso dell'unità di volume	γ	γ_γ	1	1

2.4 Stati limite di esercizio

Per assicurare la funzionalità e la durabilità delle strutture, nell'arco temporale coperto dalla vita utile della struttura, la normativa di riferimento prescrive di eseguire le verifiche strutturali allo stato limite di esercizio, che si concretizzano in verifiche allo stato limite di fessurazione ed allo stato limite delle tensioni.

2.4.1 Stati limite di fessurazione

Per le verifiche in oggetto si prendono in considerazione le seguenti combinazioni di azioni:

- Quasi permanenti;
- Frequenti.

I limiti di apertura delle fessure sono stabiliti dalla norma e sono funzione delle condizioni ambientali (classe di esposizione) e della combinazione delle azioni considerata. Per ogni elemento strutturale, nel capitolo "Prescrizioni Materiali" sono state definite le rispettive classi di esposizione e ad esso si rimanda per ogni chiarimento.

Di seguito si riporta la tabella 4.1.III contenuta nel DM14.01.2008 relativa alle condizioni ambientali e delle corrispondenti classi di esposizione da prescrivere in progetto.

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

Tabella 4.1.III: Descrizione delle condizioni ambientali

Nella tabella 4.1.IV sono indicati i criteri di scelta dello stato limite di fessurazione con riferimento alle condizioni ambientale e al tipo di armatura.

Gruppi di esigenze	Condizioni ambientali	Combinazione di azioni	Armatura			
			Sensibile		Poco sensibile	
			Stato limite	w_d	Stato limite	w_d
a	Ordinarie	frequente	ap. fessure	$\leq w_2$	ap. fessure	$\leq w_3$
		quasi permanente	ap. fessure	$\leq w_1$	ap. fessure	$\leq w_2$
b	Aggressive	frequente	ap. fessure	$\leq w_1$	ap. fessure	$\leq w_2$
		quasi permanente	decompressione	-	ap. fessure	$\leq w_1$
c	Molto aggressive	frequente	formazione fessure	-	ap. fessure	$\leq w_1$
		quasi permanente	decompressione	-	ap. fessure	$\leq w_1$

Tabella 4.1.IV: Criteri di scelta dello stato limite di fessurazione

Dove per i valori limite di aperture delle fessure valgono i seguenti valori nominali:

$$w_1 = 0.2\text{mm}$$

$$w_2 = 0.3\text{mm}$$

$$w_3 = 0.4\text{mm}$$

Le armature che si impiegano nei getti di c.c.a. sono armature in acciaio ordinario e pertanto risultano

2.4.2 Stati limite delle tensioni

Secondo quanto prescritto dal DM14.01.2008, nelle combinazioni di azioni rara e quasi permanente, si calcolano le massime tensioni sia nel calcestruzzo che nell'acciaio e si verifica che tali tensioni siano inferiori ai valori massimi di seguito riportati.

Verifica lato calcestruzzo

$$\sigma_c < 0.60 \cdot f_{ck} \quad \text{per combinazione rara}$$

$$\sigma_c < 0.45 \cdot f_{ck} \quad \text{per combinazione quasi permanente}$$

Verifica lato acciaio

$$\sigma_c < 0.80 \cdot f_{yk} = 0.80 \cdot 450 = 360 \text{ N/mm}^2 \quad \text{per combinazione rara}$$

3. SCHEMA IN SEMPLICE APPOGGIO

3.1 CALCOLO DELLA STRUTTURA

3.1.1 SISTEMA DI RIFERIMENTO

Si considera l'impalcato come un piano in cui un sistema di assi ortogonali x,y individua ogni punto di esso.

L'asse x è assunto longitudinalmente all'asse delle travi, l'asse y ortogonalmente.

L'origine di questo sistema di riferimento è posizionata sulla intersezione tra l'asse di simmetria delle travi prefabbricate e un asse degli appoggi (è indifferente quale dei due assi appoggi viene assunto come origine x).

Le grandezze y rappresentano perciò le eccentricità dei carichi ed hanno segno negativo verso destra e positivo verso sinistra guardando le sezioni nelle figure allegate.

Le grandezze x sono sempre positive.

L'asse delle z , ortogonale al piano x,y , ha lo zero sul fondo delle travi prefabbricate ed ha valori positivi verso l'alto.

3.1.2 MODALITA' DI COSTRUZIONE DELL'IMPALCATO

L'impalcato viene realizzato con travi prefabbricate in c.a.p. e getto in opera di traversi e soletta collaboranti. Le travi sono autoportanti, non necessitano quindi di alcun rompitratta o puntellamento provvisorio durante l'esecuzione dell'impalcato.

Si distinguono due fasi successive di lavoro:

PRIMA FASE

Le travi semplicemente appoggiate agli estremi resistono da sole al peso proprio ed a quello della soletta gettata in opera.

SECONDA FASE

Il sistema misto travi precomprese e soletta gettata in opera, divenuto solidale dopo la maturazione del calcestruzzo, resiste al peso delle sovrastrutture e dei carichi accidentali.

3.1.2.1 Modalità di costruzione delle travi

Le travi vengono costruite in uno stabilimento di prefabbricazione e successivamente trasportate a piè d'opera e varate. Il sistema di precompressione è del tipo a fili aderenti.

I trefoli che costituiscono l'armatura di precompressione vengono tesati sino alla tensione σ_{spi} prevista nella presente relazione. Disposta l'armatura lenta per gli sforzi di taglio (staffe), ultimata la tesatura e fissata la casseratura, si procede al getto del calcestruzzo. La maturazione del calcestruzzo avviene con ciclo termico a vapore opportunamente tarato in funzione del mix-design e della resistenza R_{ckj} che è richiesta al momento del taglio dei trefoli. Una volta raggiunta la resistenza R_{ckj} si procede all'allentamento delle armature di precompressione ed allo stoccaggio del manufatto.

3.1.3 METODO ED IPOTESI DI CALCOLO

L'impalcato viene realizzato con travi in semplice appoggio collaboranti tra loro grazie all'azione della soletta. Esso si presenta quindi come una lastra appoggiata sui lati opposti e che presenta una forte ortotropia.

Per la ricerca delle sollecitazioni nei vari elementi componenti l'impalcato si ricorre al metodo di Massonnet che permette, mediante l'ausilio di opportuni coefficienti, di risolvere la ripartizione dei carichi e conoscere le sollecitazioni.

Questo metodo fu proposto da Guyon nel 1946 per un grigliato di travi prive di rigidità torsionale, ripreso da Massonnet nel 1950 per tener conto della torsione, infine esteso da Bares; questi ultimi Autori hanno sistemato in modo definitivo la materia in un libro ("Les calculs des grillages de pontes ed dalles orthotropes selon la Method Guyon - Massonnet - Bares", Dunod, Parigi, 1966) che fornisce un gran numero di tabelle direttamente utilizzabili dal progettista e che ne ha agevolato una larga diffusione.

Nel grigliato ortotropo il procedimento di Massonnet trae origine dallo studio di un graticcio appoggiato in corrispondenza degli estremi delle travi principali longitudinali e libero sugli altri estremi; graticcio che si suppone equivalente ad una piastra ortotropica.

Se si osserva un graticcio di travi si constata che si tratta di una struttura a travi bidirezionali a direzioni per lo più ortogonali.

Il comportamento dell'impalcato dipende essenzialmente dalle rigidità flessionali e torsionali dei due ordini di travi e dalla loro reciproca influenza.

Si può, pertanto, pensare di assimilare l'impalcato ad una piastra ortotropica nella quale la caratterizzazione di comportamento nelle due direzioni sia data dalle rigidità flessionali e torsionali anziché dai legami costitutivi dei materiali.

Il metodo di Massonnet considera l'impalcato reale come una lastra rettangolare di larghezza teorica

$$2 \cdot B = n \cdot i$$

$n = n.\text{travi}$, $i = \text{interasse travi}$

e lunghezza pari alla luce di calcolo; tiene conto della differente deformabilità della lastra in senso longitudinale e in senso trasversale.

Si considera una condizione di carico

$$p(x;e) = P_m \text{ sen } (\pi x/l)$$

variabile con legge sinusoidale ed agente parallelamente all'asse x con eccentricità e ; per tale carico la deformata ha una legge $w(x,y;e)$ che si ottiene integrando l'equazione di Huber. Esprimendo in serie di Levy, la deformata assume la forma

$$w(x,y;e) = w(1/2,y;e) \text{ sen } (\pi x/l)$$

considerando una condizione di carico avente la stessa legge di variazione e lo stesso P_m ma distribuito su tutta la larghezza dell'impalcato

$$p(x;e) = (P_m/2b) \text{ sen } (\pi x/l)$$

si avrà una deformata cilindrica che può assumere la forma

$$w(x) = w(1/2) \text{ sen } (\pi x/l)$$

Si può, quindi, definire per una trave di ordinata y e carico di eccentricità e , il coefficiente di ripartizione trasversale (adimensionale)

$$K(y;e) = w(x,y;e) / w(x) = w(1/2,y;e) / w(1/2)$$

Si ha, pertanto, per il carico unitario di eccentricità e , il rapporto fra il carico su una trave di ordinata y e

il carico medio $1/n$ dove n è il numero delle travi.

Il valore di $K(y;e)$ è stato calcolato dal Massonnet e tabellato in base ai parametri dai quali dipende e precisamente

- a) dal rapporto y/b rappresentante la posizione della trave longitudinale presa in considerazione (e lungo la quale y ha sempre lo stesso valore);
- b) dal rapporto e/b che rappresenta la posizione del carico
- c) dal rapporto di rigidezza torsionale (compreso tra 0 e 1)
- d) dal rapporto adimensionale di rigidezza flessionale

3.1.4 DATI IMPALCATO

Tipo di impalcato: travi in c.a.p. più soletta collaborante

3.1.4.1 Dati geometrici

Luce di calcolo	10,00
Larghezza cordolo sinistro	1,30
Larghezza carreggiata	16,15
Larghezza cordolo destro	0,70
Larghezza fuori tutto impalcato	18,15
Numero travi	30
Tipo trave	H30- *modif.*
Interasse travi	0,60
Larghezza travi	0,60
Lunghezza retrotrave	0,01
Lunghezza ringrosso	0,00
Lunghezza svasatura	0,00
Eccentricità travi-soletta	0,00
Spessore medio soletta	0,15
Spessore minimo soletta	0,15
Luce di calcolo soletta	0,00
Larghezza marciapiede sinistro	0,00
Dist. marciapiede sinistro	0,00
Larghezza marciapiede destro	0,00
Dist. marciapiede destro	0,00
Spessore medio cordoli	0,15

3.1.4.2 Trave prefabbricata H30

Per la descrizione geometrica delle sezioni della trave viene utilizzato il sistema di riferimento x,y locale, avente asse x allineato con l'asse Y globale ma di direzione discorde, ed asse y concorde con asse Z globale.

Vertice n.	x	y
1	-0,270	0,000
2	-0,300	0,030
3	-0,300	0,300
4	0,300	0,300
5	0,300	0,030
6	0,270	0,000
7	0,000	0,597

Altezza della sezione	0,30
Spessore complessivo anime	0,70
Area sezione di calcestruzzo	0,18
Ordinata y baricentro	0,15
Ascissa x baricentro	0,00
J baricentro	0,00
Coefficiente torsionale	0,01

3.1.4.3 Parametri dei materiali

Ritiro differenziale trave - soletta	0,00000
Coeff. omogen. E cls soletta / E cls trave	1,00
E trave/soletta (calcolo frecce)	3,450211E7
Peso specifico trave prefabbricata	24,5250
Peso specifico calcestruzzo getto in opera	25,0000

3.1.5 RIPARTIZIONE TRASVERSALE DEI CARICHI

3.1.5.1 Parametri di Massonnet

Trave verificata: 4	eccentricità Y	-6,90
Luce di calcolo travi principali	L	10,00
Interasse traversi	L1	1,00
Semilarghezza teorica impalcato	B	9,00
Interasse travi	B1	0,60

Trave:

$A_p = 0,27$ (area sezione cls trave+soletta)

$D_p = 0,23$ (quota baricentro)

$J_p = 0,00$ (momento d'inerzia flessionale)

$C_p = 0,01$ (coefficiente di torsione)

Traverso:

$A_e = 0,15$ (area sezione traverso/soletta)

$D_e = 0,07$ (quota baricentro da base sezione)

$J_e = 0,00$ (momento d'inerzia flessionale)

$C_e = 0,00$ (coefficiente di torsione)

Larghezza soletta collaborante con il traverso = 1,00

Coeff. omogen. E cls soletta / E cls trave = 1,00

Teta = 2,049 Radice alfa = 1,000

3.1.5.2 Coefficienti

Si calcolano i coefficienti d'influenza della 4^a trave che ha una eccentricita' Y = 6,9 [m] e che risulta essere la piu' sollecitata:

Y=	9,00	6,75	4,50	2,25	0,00	-2,25	-4,50	-6,75	-9,00
K_0	-0,001	0,007	0,007	-0,047	-0,186	-0,032	1,725	4,828	3,066
K_1	0,001	0,002	0,009	0,038	0,150	0,550	1,756	3,820	3,347
K_α	0,001	0,002	0,009	0,038	0,150	0,550	1,756	3,820	3,347

Vengono riportati di seguito i coefficienti μ_a relativi alla sezione $Y = 0,00$ del traverso, ed alla prima armonica.

Y=	9,00	6,75	4,50	2,25	0,00	-2,25	-4,50	-6,75	-9,00
μ_a	-0,001	-0,001	-0,003	-0,005	0,039	-0,005	-0,003	-0,001	-0,001

3.1.6 ANALISI DEI CARICHI

3.1.6.1 Valori caratteristici delle azioni permanenti

3.1.6.1.1 Fase 1

Pesi gravanti sulla trave singola:

Lunghezza trave in asse	10,02	[m]
Peso trave (sezione filante)	4,39	[KN/m]
Peso totale trave prefabbricata	44,01	[KN]
Peso soletta gravante sulla trave	2,25	[KN/m]

3.1.6.1.1.1 Carichi lineari per trave (extra1)

n.	Descrizione	I [KN/m]	X'i	Rif.X'i	X'f	Rif.X'f
1		0,00	0,00	Appoggio iniziale	0,00	Appoggio finale

3.1.6.1.2 Fase 2

3.1.6.1.2.1 Pavimentazione

Peso pavimentazione (3,00 [KN/m²]) gravante sulla trave: 1,58 [KN/m]

La larghezza della carreggiata viene suddivisa in 20 intervalli uguali e per ciascuno di essi si determina il valore del coefficiente K_a di Massonnet in corrispondenza del proprio baricentro. Si procede poi alla somma di tali effetti in modo da ottenere la porzione del carico pavimentazione agente sulla trave considerata

3.1.6.1.2.2 Peso dei cordoli

I cordoli in calcestruzzo non hanno funzione strutturale.

Il loro peso viene applicato al modello di calcolo come carico lineare uniforme distribuito su tutta la luce e posizionato in sezione trasversale con data eccentricità.

	peso lineare [KN/m]	Ecc. Y	peso totale [KN]
cordolo sinistro	4,88	8,42	48,75
cordolo destro	2,63	-8,72	26,25

Peso totale cordoli = 75,00

3.1.6.1.2.3 Carichi lineari di 2a fase sull'impalcato (extra2)

A questi carichi viene applicato il metodo di Massonnet calcolandone il relativo coefficiente di ripartizione trasversale per la trave in esame.

n.	Descrizione	[KN/m]	Ecc. Y	X'i	Rif.X'i	X'f	Rif.X'f
1	barriere	1,50	-8,73	0,00	Appoggio iniziale	0,00	Appoggio finale
2	barriere	1,50	8,13	0,00	Appoggio iniziale	0,00	Appoggio finale

3.1.6.2 Valori caratteristici delle azioni variabili

Il numero delle colonne di carichi mobili da considerare nel calcolo dei ponti è quello massimo compatibile con la larghezza della carreggiata, comprese le eventuali banchine di rispetto e per sosta di emergenza, nonché gli eventuali marciapiedi non protetti e di altezza inferiore a 20 cm, tenuto conto che la larghezza di ingombro convenzionale è stabilita per ciascuna colonna in 3.00 m. In ogni caso il numero delle colonne non deve essere inferiore a 2, a meno che la larghezza della sede stradale sia inferiore a 5,40 m.

La disposizione dei carichi ed il numero delle colonne sulla carreggiata saranno volta per volta quelli che determinano le condizioni più sfavorevoli di sollecitazione per la struttura, membratura o sezione considerata.

Categoria ponte : *Stradale 1a categoria*

Numero assi per corsia: 2

corsia	Nome	carico asse Q	p	α_Q	α_q
1	Corsia 1	300,00	9,00	1,00	1,00
2	Corsia 2	200,00	2,50	1,00	1,00
3	Corsia 3	100,00	2,50	1,00	1,00

Carico folla sui marciapiedi= 5,00 [KN/m²]

3.1.7 COEFFICIENTI DI COMBINAZIONE

3.1.7.1 Stati Limite Ultimi

	$\gamma_{sup.}$	$\gamma_{inf.}$
Coeff. sicurezza carichi permanenti strutturali	1,35	1,00
Coeff. sicurezza carichi permanenti non strutturali	1,50	0,00
Coeff. sicurezza carichi traffico	1,35	0,00
Coeff. sicurezza carichi vento	1,50	0,00

3.1.7.2 Stati Limite di Esercizio

Carico	Ψ_0	Ψ_1	Ψ_2
LM1/UDL	0,40	0,40	0,00
LM1/TS	0,75	0,75	0,00
forze orizzontali	0,00	0,00	0,00
carico pedonale	0,00	0,00	0,00
LM4 folla	0,00	0,75	0,00
LM3	0,00	0,00	0,00
asse singolo LM2	0,00	0,00	0,00
vento	0,60	0,20	0,00
termico	0,60	0,60	0,50

3.1.8 APPLICAZIONE DEL METODO DI MASSONNET

3.1.8.1 Peso cordoli

Descrizione	[KN/m]	Ecc. Y	K Massonnet	μ Massonnet
cordolo sinistro	4,88	8,42	0,001	-0,001
cordolo destro	2,63	-8,72	3,442	-0,001

3.1.8.2 Lineari per trave

Vengono considerati concentrati in direzione y e uniformemente distribuiti in direzione x.

n	Descrizione	[KN/m]	Ecc. Y	K Massonnet	μ Massonnet
1	barriere	1,50	-8,73	3,440	-0,001
2	barriere	1,50	8,13	0,001	-0,001

3.1.8.3 Carichi mobili per massimo effetto sulla trave 4

Descrizione	$Q\text{-}\alpha$ [KN]	$q\text{-}\alpha$ [KN/m]	Ecc. Y	Larghezza	Ka
Corsia 1	300,00	27,00	-6,88	3,00	3,876
Corsia 2	200,00	7,50	-3,88	3,00	1,300
Corsia 3	100,00	7,50	-0,88	3,00	0,251
Corsia 4	0,00	7,50	2,13	3,00	0,041
Corsia 5	0,00	7,50	5,13	3,00	0,006
Zona Rimanente	0,00	2,87	7,20	1,15	0,002

Coefficiente di incremento dinamico = 1.0

Le colonne di carico vengono posizionate in direzione x in modo da generare la massima sollecitazione nella specifica sezione di verifica.

3.1.9 SOLLECITAZIONI SULLA TRAVE 4

3.1.9.1 Valori caratteristici sollecitazioni

3.1.9.1.1 Al taglio trefoli ed in opera

Sez.X	Descrizione	peso trave		peso soletta+traversi	
		M	V	M	V
0,00	appoggio	0,00	21,96	0,00	11,25
1,00		19,76	17,57	10,12	9,00
2,00		35,12	13,18	17,99	6,75
3,00		46,10	8,78	23,62	4,50
4,00		52,69	4,39	26,99	2,25
5,00	mezzeria	54,91	0,00	28,12	0,00
6,00		52,69	-4,39	26,99	-2,25
7,00		46,10	-8,78	23,62	-4,50
8,00		35,12	-13,18	17,99	-6,75
9,00		19,76	-17,57	10,12	-9,00
10,00	appoggio	0,00	-21,96	0,00	-11,25

Sez.X	Descrizione	Extra Fase 1	
		M	V
0,00	appoggio	0,00	0,00
1,00		0,00	0,00
2,00		0,00	0,00
3,00		0,00	0,00
4,00		0,00	0,00
5,00	mezzeria	0,00	0,00
6,00		0,00	0,00
7,00		0,00	0,00
8,00		0,00	0,00
9,00		0,00	0,00
10,00	appoggio	0,00	0,00

3.1.9.1.2 Seconda fase - carichi permanenti

Sez.X	Descrizione	peso cordoli		
		M	V	T
0,00	appoggio	0,00	1,51	-2,25
1,00		1,36	1,21	-2,13
2,00		2,41	0,90	-1,78
3,00		3,16	0,60	-1,27
4,00		3,61	0,30	-0,65
5,00	mezzeria	3,77	0,00	0,00
6,00		3,61	-0,30	0,65
7,00		3,16	-0,60	1,27
8,00		2,41	-0,90	1,78
9,00		1,36	-1,21	2,13
10,00	appoggio	0,00	-1,51	2,25

Sez.X	Descrizione	permanenti portati		
		M	V	T
0,00	appoggio	0,00	8,78	0,28
1,00		7,90	7,03	0,27
2,00		14,05	5,27	0,24
3,00		18,44	3,51	0,19
4,00		21,07	1,76	0,10
5,00	mezzeria	21,96	0,00	0,00
6,00		21,07	-1,76	-0,10
7,00		18,44	-3,51	-0,19
8,00		14,05	-5,27	-0,24
9,00		7,90	-7,03	-0,27
10,00	appoggio	0,00	-8,78	-0,28

3.1.9.1.3 Seconda fase - carichi da traffico

Sez.X	Descrizione	Tandem-TS		
		M	V	T
0,00	appoggio	0,00	90,72	3,12
1,00		81,04	81,07	5,55
2,00		142,78	71,42	3,57
3,00		185,23	61,77	2,48
4,00		208,38	52,12	2,43
5,00	mezzeria	212,33	-42,47	1,11
6,00		208,38	-52,12	-2,43
7,00		185,23	-61,77	-2,48
8,00		142,78	-71,42	-3,57
9,00		81,04	-81,07	-5,55
10,00	appoggio	0,00	-90,72	-3,12

Sez.X	Descrizione	Distribuito-UDL		
		M	V	T
0,00	appoggio	0,00	19,44	-1,12
1,00		17,49	15,75	-1,14
2,00		31,09	12,44	-1,00
3,00		40,80	9,53	-0,56
4,00		46,63	7,00	-0,08
5,00	mezzeria	48,60	3,74	0,26
6,00		46,63	-7,00	0,08
7,00		40,80	-9,53	0,56
8,00		31,09	-12,44	1,00
9,00		17,49	-15,75	1,14
10,00	appoggio	0,00	-19,44	1,12

Sez.X	Descrizione	Folla marciapiedi		
		M	V	T
0,00	appoggio	0,00	0,00	0,00
1,00		0,00	0,00	0,00
2,00		0,00	0,00	0,00
3,00		0,00	0,00	0,00
4,00		0,00	0,00	0,00

Sez.X	Descrizione	Folla marciapiedi		
		M	V	T
5,00	mezzeria	0,00	0,00	0,00
6,00		0,00	0,00	0,00
7,00		0,00	0,00	0,00
8,00		0,00	0,00	0,00
9,00		0,00	0,00	0,00
10,00	appoggio	0,00	0,00	0,00

Sez.X	Descrizione	gruppo1 (tab. 5.1.IV)		
		M	V	T
0,00	appoggio	0,00	110,16	2,00
1,00		98,52	96,82	4,40
2,00		173,87	83,86	2,57
3,00		226,03	71,30	1,93
4,00		255,01	59,12	2,35
5,00	mezzeria	260,93	-38,73	1,36
6,00		255,01	-59,12	-2,35
7,00		226,03	-71,30	-1,93
8,00		173,87	-83,86	-2,57
9,00		98,52	-96,82	-4,40
10,00	appoggio	0,00	-110,16	-2,00

3.1.9.2 Valori di combinazione

3.1.9.2.1 Combinazioni SLU

3.1.9.2.1.1 Al taglio dei trefoli

$$E_d = E\{ \gamma_{G1,sup} \cdot G_{1,k,1} \}$$

$$E_d = E\{ \gamma_{G1,inf} \cdot G_{1,k,1} \}$$

Sez.X	Descrizione	M	V
0,00	appoggio	0,00	29,65
1,00		26,67	23,72
2,00		47,42	17,79
3,00		62,24	11,86
4,00		71,13	5,93
5,00	mezzeria	74,12	0,00
6,00		71,13	-5,93
7,00		62,24	-11,86
8,00		47,42	-17,79
9,00		26,67	-23,72
10,00	appoggio	0,00	-29,65

3.1.9.2.1.2 Al getto soletta

$$E_d = E\{ \sum \gamma_{G1,sup} \cdot G_{1,k,i} + \sum \gamma_{G2,sup} \cdot G_{2,k,i} \}$$

$$E_d = E\{ \sum \gamma_{G1,inf} \cdot G_{1,k,i} + \sum \gamma_{G2,inf} \cdot G_{2,k,i} \}$$

Sez.X	Descrizione	M	V
0,00	appoggio	0,00	44,84
1,00		40,34	35,87
2,00		71,71	26,90
3,00		94,12	17,93
4,00		107,56	8,97
5,00	mezzeria	112,09	0,00
6,00		107,56	-8,97
7,00		94,12	-17,93
8,00		71,71	-26,90
9,00		40,34	-35,87
10,00	appoggio	0,00	-44,84

3.1.9.2.1.3 Seconda fase P/T

$$E_d = E\{ \sum \gamma_{G1,sup} \cdot G1_{k,i} + \sum \gamma_{G2,sup} \cdot G2_{k,i} \}$$

$$E_d = E\{ \sum \gamma_{G1,inf} \cdot G1_{k,i} + \sum \gamma_{G2,inf} \cdot G2_{k,i} \}$$

$$E_d = E\{ \sum \gamma_{G1,sup} \cdot G1_{k,i} + \sum \gamma_{G2,sup} \cdot G2_{k,i} + \gamma_{Q,traffico} \cdot Q_{k,gruppo 1} \}$$

$$E_d = E\{ \sum \gamma_{G1,inf} \cdot G1_{k,i} + \sum \gamma_{G2,inf} \cdot G2_{k,i} + \gamma_{Q,traffico} \cdot Q_{k,gruppo 1} \}$$

Sez.X	Descrizione	M	V	T
0,00	appoggio	0,00	208,77	-2,62
1,00		187,03	178,74	3,82
2,00		330,76	149,24	-2,04
3,00		431,19	120,27	-1,43
4,00		488,32	91,82	2,52
5,00	mezzeria	502,37	-52,29	1,84
6,00		488,32	-91,82	-2,52
7,00		431,19	-120,27	1,43
8,00		330,76	-149,24	2,04
9,00		187,03	-178,74	-3,82
10,00	appoggio	0,00	-208,77	2,62

3.1.9.2.2 Combinazioni SLE

3.1.9.2.2.1 Al taglio dei trefoli

$$E_d = E\{ G1_{k,1} \}$$

Sez.X	Descrizione	M	V
0,00	appoggio	0,00	21,96
1,00		19,76	17,57
2,00		35,12	13,18
3,00		46,10	8,78
4,00		52,69	4,39
5,00	mezzeria	54,91	0,00
6,00		52,69	-4,39

Sez.X	Descrizione	M	V
7,00		46,10	-8,78
8,00		35,12	-13,18
9,00		19,76	-17,57
10,00	appoggio	0,00	-21,96

3.1.9.2.2.2 Al getto soletta

$$E_d = E\{ \sum G1_{k,i} + \sum G2_{k,i} \}$$

Sez.X	Descrizione	M	V
0,00	appoggio	0,00	33,21
1,00		29,88	26,57
2,00		53,12	19,93
3,00		69,72	13,28
4,00		79,68	6,64
5,00	mezzeria	83,03	0,00
6,00		79,68	-6,64
7,00		69,72	-13,28
8,00		53,12	-19,93
9,00		29,88	-26,57
10,00	appoggio	0,00	-33,21

3.1.9.2.2.3 Seconda fase - S.L.E. Rara 2ª fase

$$E_d = E\{ \sum G1_{k,2}^a \text{ fase} + \sum G2_{k,2}^a \text{ fase} + Q_{k,\text{gruppo 1}} \}$$

Sez.X	Descrizione	M	V	T
0,00	appoggio	0,00	120,45	0,03
1,00		107,78	105,05	2,54
2,00		190,33	90,04	1,03
3,00		247,63	75,41	0,85
4,00		279,70	61,18	1,80
5,00	mezzeria	286,66	-38,73	1,36
6,00		279,70	-61,18	0,55
7,00		247,63	-75,41	1,08
8,00		190,33	-90,04	1,54
9,00		107,78	-105,05	1,86
10,00	appoggio	0,00	-120,45	1,97

3.1.9.2.2.4 Seconda fase - S.L.E. Frequente 2ª fase

$$E_d = E\{ \sum G1_{k,2}^a \text{ fase} + \sum G2_{k,2}^a \text{ fase} + \psi_1 \cdot Q_{k,\text{gruppo 1}} \}$$

Sez.X	Descrizione	M	V	T
0,00	appoggio	0,00	86,11	-0,08
1,00		77,03	75,34	1,84
2,00		135,98	64,72	0,74
3,00		176,84	54,25	0,56

Sez.X	Descrizione	M	V	T
4,00		199,62	43,95	1,24
5,00	mezzeria	204,42	-30,36	0,93
6,00		199,62	-43,95	0,55
7,00		176,84	-54,25	1,08
8,00		135,98	-64,72	1,54
9,00		77,03	-75,34	1,86
10,00	appoggio	0,00	-86,11	1,97

3.1.9.2.2.5 Seconda fase - S.L.E. Quasi permanente 2ª fase

$$E_d = E \{ \sum G_{1,k,2}^a \text{ fase} + \sum G_{2,k,2}^a \text{ fase} + \psi_2 \cdot Q_{k,\text{gruppo 1}} \}$$

Sez.X	Descrizione	M	V	T
0,00	appoggio	0,00	10,29	-1,97
1,00		9,26	8,23	-1,86
2,00		16,46	6,17	-1,54
3,00		21,60	4,12	-1,08
4,00		24,69	2,06	-0,55
5,00	mezzeria	25,73	0,00	0,00
6,00		24,69	-2,06	0,55
7,00		21,60	-4,12	1,08
8,00		16,46	-6,17	1,54
9,00		9,26	-8,23	1,86
10,00	appoggio	0,00	-10,29	1,97

3.2 Trave n. 4 – Verifica elemento precompresso

3.2.1 Convenzioni ed ipotesi di base

3.2.1.1 Sistema di riferimento

Il sistema di riferimento delle grandezze geometriche e delle forze è una terna sinistrogira con l'asse X parallelo all'asse longitudinale della struttura, l'asse Z contenuto nel piano verticale e l'asse Y ortogonale a tale piano e orientato verso l'osservatore che veda le X positive a destra e le Z positive in alto.

I carichi agenti sulla struttura e le reazioni dei vincoli sono positivi se sono diretti verso l'alto e verso destra. I momenti flettenti sulla trave sono positivi quando tendono la fibra inferiore della sezione.

Tensioni e deformazioni sono positive se di trazione, sia per il calcestruzzo che per l'acciaio.

3.2.1.2 Modello di calcolo

Il codice di calcolo TCAP riceve le combinazioni di carico della struttura dal programma di calcolo delle sollecitazioni ed esegue le verifiche nelle situazioni agli Stati Limite Ultimi e agli Stati Limite di Esercizio inserendo nelle combinazioni l'effetto della precompressione.

Per valutare l'effetto della precompressione nelle varie sezioni viene assunto un modello di calcolo appropriato che riproduce le condizioni iperstatiche della struttura reale.

La struttura è considerata lineare e rettilinea, soggetta a deformazione longitudinale assiale generata dalla precompressione e deformazione trasversale per inflessione nel piano verticale. Essa viene schematizzata come una struttura a telaio piano che discretizza i tratti a sezione (e quindi baricentro) costante con aste orizzontali e i tratti a geometria variabile con aste inclinate.

Le forze di precompressione sono rappresentate da forze longitudinali e da coppie di trasporto delle forze stesse alla quota del baricentro locale.

Per il calcolo dei momenti flettenti resistenti a rottura viene utilizzata la procedura FindLim ed. TCAP/1.0 05/10 - SIGMAcSOFT che tiene conto, oltre al contributo del calcestruzzo, del contributo delle armature lente (stesso stato deformativo del calcestruzzo) e del contributo delle armature di precompressione nello stato deformativo effettivo (pretensione).

3.2.2 Dati di calcolo

3.2.2.1 Dati geometrici

3.2.2.1.1 Schemi statici

L'impalcato viene realizzato con travi prefabbricate in c.a.p. e getto eseguito in opera di traversi e

soletta collaborante. Si distinguono due fasi successive di lavoro:

PRIMA FASE: Le travi semplicemente appoggiate agli estremi resistono al peso proprio ed a quello del getto eseguito in opera.

SECONDA FASE: Il sistema misto, travi prefabbricate e soletta gettata in opera, divenuto solidale dopo la maturazione del calcestruzzo, resiste al peso delle sovrastrutture e dei carichi accidentali.

3.2.2.1.1.1 Prima fase

Nella prima fase i prefabbricati sono soggetti alle seguenti condizioni di vincolo:

In opera al momento del getto di 2a fase:

Sbalzo sinistro = 0,00

Sbalzo destro = 0,00

3.2.2.1.1.2 Seconda fase

In seconda fase la struttura è vincolata sugli appoggi definitivi:

appoggio descrizione X luce campata

1 Spalla iniziale 0,00

2 Spalla finale 10000,00 10000,00

3.2.2.2 Armature trave prefabbricata

3.2.2.2.1 Armature di precompressione pretesate

trefoli : 6/10" area = 139,000 [mm²]

acciaio : prec.fpk=1860

tensione di tesatura = 1255,50

$A_p = 1668,000$ $N_p = 2094174,00$ [N] $Z_{g,p} = 68,33$

quota Z	n. trefoli	n. guaine	L guaine
250,00			
135,00			
95,00	4		
55,00	8		
N. trefoli=	12	L tot guaine=	0,00

3.2.2.2.2 Armatura lenta

Armatura longitudinale :

pos.	armatura	Y	Z	x iniziale	x finale
T1L1	4Ø16	0,00	0,00	630,00	9370,00

Armatura trasversale :

pos.		armatura	X iniziale	X finale	
T1S1		2 ϕ 10/20,00	-10,00	10010,00	trave+colleg. con soletta
T1S1	(simmetrica)		-10,00	10010,00	

armatura longit. appoggio :

n. barre	ϕ	lunghezza	quota Z
4	20	1920	30

3.2.2.3 Materiali – resistenze di calcolo

In questo paragrafo non valgono le convezioni di segno precedentemente riportate: per il calcestruzzo tutte le grandezze sono indicate con segno positivo e contestualmente viene specificato se si tratta di valori di compressione o di trazione.

3.2.2.3.1 Calcestruzzo delle travi prefabbricate

Ai fini del calcolo le caratteristiche rilevanti del calcestruzzo sono date dalla resistenza a rottura, dal modulo elastico e dall'entità dei fenomeni differiti nel tempo.

Le travi prefabbricate in c.a.p. sono precomprese a trefoli aderenti e devono perciò rispettare delle limitazioni tensionali già in fase iniziale, al rilascio dei trefoli.

Data l'entità delle sollecitazioni iniziali si raccomanda di eseguire il trasferimento della precompressione con opportuna gradualità. Nel seguito della relazione si indicherà sinteticamente tale operazione come "taglio dei trefoli".

Calcestruzzo		C45/55
resistenza caratteristica $R_{ck28,cub}$		55,00
resistenza al taglio dei trefoli $R_{ckj,cub}$		38,50
coefficiente sicurezza verifiche a rottura		1,500
modulo elastico		36416,11
peso specifico		0,0000
ritiro totale		-0,00030
% ritiro prima del taglio trefoli		25,5%
% ritiro taglio trefoli-getto soletta		25,5%
% ritiro da getto soletta a t=inf.		49%
coeff. di viscosità		2,300
% viscosità taglio trefoli-getto soletta		33%
% viscosità da getto soletta a t=inf.		67%

Resistenza caratteristica cilindrica a compressione :

a tempo infinito	f_{ck}	= 0.83· R_{ck}	= 0.83·55,00 = 45,65	N/mm ²
al taglio dei trefoli	f_{ckj}	= 0.83· R_{ckj}	= 0.83·38,50 = 31,96	N/mm ²

Resistenza di calcolo a compressione :

a tempo infinito	f_{cd}	$= \alpha_{cc} \cdot f_{ck} / \gamma_c$	$= 0.85 \cdot 45,65 / 1,5 = 25,87$	N/mm ²
al taglio dei trefoli	f_{cdj}	$= \alpha_{cc} \cdot f_{ckj} / \gamma_c$	$= 0.85 \cdot 31,96 / 1,5 = 18,11$	N/mm ²

Nel calcolo a rottura delle sezioni si utilizza il diagramma parabola-rettangolo con tensione massima a tempo infinito pari a :

$$f_{cd} = 25,87$$

Resistenza di calcolo a trazione per flessione (formazione delle fessure) :

a tempo infinito	f_{ct}	$= f_{ctm} / 1.2$	$= 3,83 / 1.2 = 3,19$
al taglio dei trefoli	f_{ctj}	$= f_{ctmj} / 1.2$	$= 3,02 / 1.2 = 2,52$

Nelle condizioni di esercizio la massima tensione di compressione nel calcestruzzo deve rispettare le seguenti limitazioni:

al taglio dei trefoli :

σ_{ej}	$< 0.70 \cdot f_{ckj}$	$= 22,37$	N/mm ²
---------------	------------------------	-----------	-------------------

a cadute avvenute :

σ_c	$< 0.6 \cdot f_{ck}$	$= 27,39$	N/mm ²	(per comb. caratteristica rara)
σ_c	$< 0.45 \cdot f_{ck}$	$= 20,54$	N/mm ²	(per comb. quasi permanente)

3.2.2.3.2 Calcestruzzo gettato in opera

Calcestruzzo	C28/35
resistenza caratteristica $R_{ck,cub}$	35,00
coefficiente sicurezza verifiche a rottura	1,5
modulo elastico	32588,11
peso specifico	0,0000
coeff. di omogeneizzazione con cls travi	0,895

Resistenza caratteristica cilindrica a compressione :

a tempo infinito	f_{ck}	$= 0.83 \cdot R_{ck}$	$= 0.83 \cdot 35,00 = 29,05$	N/mm ²
------------------	----------	-----------------------	------------------------------	-------------------

Resistenza di calcolo a compressione :

a tempo infinito	f_{cd}	$= \alpha_{cc} \cdot f_{ck} / \gamma_c$	$= 0.85 \cdot 29,05 / 1,5 = 16,46$	N/mm ²
------------------	----------	---	------------------------------------	-------------------

Nel diagramma parabola-rettangolo la tensione massima è pari a :

$$f_{cd} = 16,46$$

Resistenza di calcolo a trazione per flessione (formazione delle fessure) :

a tempo infinito	f_{ct}	$= f_{ctm}/1.2$	$= 2,83/1.2 = 2,36$
------------------	----------	-----------------	---------------------

Nelle condizioni di esercizio la massima tensione di compressione del calcestruzzo deve rispettare le seguenti limitazioni:

σ_c	$< 0.6 \cdot f_{ck}$	$= 17,43$	N/mm^2	(per comb. caratteristica rara)
σ_c	$< 0.45 \cdot f_{ck}$	$= 13,07$	N/mm^2	(per comb. quasi permanente)

3.2.2.3.3 Acciaio per c.a.p.

Acciaio prec.fpk=1860 :

tensione all'1% deform. residua $f_{p(1)k}$	1674,00
Modulo elastico	206000,00
coeff. di omogeneizzazione a cls travi	6
coefficiente di sicurezza	1,15
% rilassam. prima del taglio trefoli	41,4%
% rilassam. taglio trefoli-getto soletta	25,9%
% rilassam. da getto soletta a t=inf.	32,7%

In base al punto 4.1.8.1.5 del D.M. 14/01/2008 le tensioni iniziali all'atto della tesatura dei cavi pre-tesi deve rispettare la più restrittiva delle seguenti limitazioni:

σ_{spi}	$\leq 0.80 \cdot f_{ptk}$	$= 0.80 \cdot 1841,40 = 1473,12$	N/mm^2
σ_{spi}	$\leq 0.90 \cdot f_{p(1)k}$	$= 0.90 \cdot 1674,00 = 1506,60$	N/mm^2

E' ammessa una sovratensione iniziale pari a $0.05 f_{p(1)k}$.

La tensione massima in esercizio nella combinazione caratteristica (rara) deve rispettare la seguente limitazione (4.1.8.1.2 e 4.1.2.2.5.2 D.M.14/01/2008):

σ_{sp}	$\leq 0.80 \cdot f_{p(1)k}$	1339,20	N/mm^2
---------------	-----------------------------	---------	----------

Nel calcolo a rottura si utilizza il diagramma triangolo-rettangolo con tensione massima pari a:

f_{ptd}	$= f_{p(1)k} / \gamma_s$	$= 1674,00 / 1,15 = 1455,65$	N/mm^2
-----------	--------------------------	------------------------------	----------

3.2.2.3.4 Acciaio per armatura lenta

Questo tipo di acciaio costituisce l'armatura destinata ad assorbire gli sforzi di taglio (staffe) ed altri sforzi locali di trazione nel calcestruzzo.

tipo acciaio	B450C
tensione di snervamento f_{yk}	450,00
coefficiente sicurezza verifiche a rottura	1,15

modulo elastico	210000,00
coeff. di omogeneizzazione a cls travi	6

La tensione massima consentita (4.1.2.2.5.2 D.M. 14/01/2008) nella combinazione rara deve rispettare la seguente limitazione:

σ_s	$\leq 0.80 \cdot f_{yk}$	$= 0.80 \cdot 450,00 = 360,00$	N/mm ²
------------	--------------------------	--------------------------------	-------------------

Nel calcolo a rottura si utilizza il diagramma triangolo-rettangolo con tensione massima pari a:

f_{yd}	$= f_{yk} / \gamma_s$	$= 450,00 / 1,15 = 391,30$	N/mm ²
----------	-----------------------	----------------------------	-------------------

3.2.2.4 Cadute di tensione

3.2.2.4.1 Rilassamento dell'acciaio da precompressione

La valutazione del rilassamento dell'acciaio da precompressione avviene con la formulazione indicata dalla normativa e con i dati forniti dal produttore.

Ad una temperatura costante di 20 [°C] la caduta di tensione $\Delta\sigma_{pr}$ per rilassamento al tempo t è:

classe	tipo	caduta
2	trecce e trefoli stabilizzati	$\Delta\sigma_{pr} = \sigma_{pi} \cdot [0.66 \cdot \rho_{1000} \cdot e^{9.14t} \cdot (t/1000)^{0.75(1-14)} \cdot 10^{-5}]$

dove:

- σ_{pi} è la tensione iniziale nel cavo;
- ρ_{1000} è la perdita per rilassamento (in percentuale) a 1000 ore dopo la messa in tensione, a 20 [°C] e a partire da una tensione iniziale pari a 0.7 della resistenza f_p del campione provato:

Acciaio	classe	ρ_{1000}
1	2	2.5

- $\mu = \sigma_{pi} / f_{pk}$;
- f_{pk} è la resistenza caratteristica a trazione dell'acciaio;
- t è il tempo misurato in ore dalla messa in tensione.

La caduta finale per rilassamento può essere valutata con le formule sopra scritte ed inserendo un tempo di 500000 ore. Si ottiene così:

Armatura	classe	μ	$\Delta\sigma_{pr} / \sigma_{pi}$	
Trave 1 - gruppo 1	2	0,682	0,036	3,60%

3.2.2.4.2 Ritiro del calcestruzzo

L'accorciamento dovuto al ritiro viene assunto pari a :

$$\text{prefabbricati } \varepsilon_{cs1} = -0,00030$$

getto in opera $\varepsilon_{cs2} = -0,00030$

e la conseguente caduta di tensione nell'acciaio da precompressione viene calcolata in base al modulo elastico dell'acciaio stesso:

Armatura	$\Delta\sigma_{ps}$		
Trave 1 - gruppo 1	$-0,00030 \cdot 206000,00 =$	-61,80	4,92%

3.2.2.4.3 Viscosità del calcestruzzo

Il valore della deformazione lenta del calcestruzzo (viscosità) si assume, ai fini del calcolo delle cadute di tensione nell'acciaio, secondo quanto indicato dalle norme (11.2.10.7 D.M.14/01/2008), pari a :

$\phi_{inf,1} = 2,3$ (cavi pretesi nei prefabbricati)

3.2.2.4.4 Sviluppo nel tempo delle cadute di tensione

Per i cavi pretesi, che agiscono sugli elementi prefabbricati, i valori totali dei fenomeni differiti esposti ai paragrafi precedenti vengono ripartiti nelle diverse fasi tenendo conto delle diverse condizioni ambientali e tensionali.

	% rilassamento	% ritiro	% viscosità
dalla posa in tensione al taglio trefoli	41,40	25,50	0,00
dal taglio trefoli al getto in opera	25,90	25,50	33,00
dal getto in opera a tempo infinito	32,70	49,00	67,00

3.2.3 Stati limite di esercizio

3.2.3.1 Stato Limite delle tensioni in esercizio – procedimento di calcolo

Per valutare lo stato tensionale nelle sezioni di verifica distingueremo le seguenti fasi :

PRIMA FASE

- al manifestarsi della precompressione
- prima del getto in opera
- subito dopo il getto in opera

SECONDA FASE

- impalcato scarico
- impalcato carico

In tutte le fasi la determinazione dello stato tensionale degli elementi da verificare avviene in base alla combinazione caratteristica (rara) :

$$S = G1 + G2 + P + Q$$

dove:

G1 = permanenti strutturali

G2 = permanenti non strutturali

P = precompressione

Q = azioni variabili

3.2.3.2 Stato Limite di fessurazione travi prefabricate

Per garantire la durabilità della struttura il calcolo di verifica tensionale agli Stati Limite di esercizio viene condotto con opportune limitazioni che preservano le travi principali da una eccessiva fessurazione.

A questo scopo, facendo riferimento alla normativa (tab. 4.1.IV) ed adottando le limitazioni relative alle armature *sensibili* nel caso di ambiente molto aggressivo, andrebbero verificate le seguenti condizioni:

classi di esposizione	comb. rare	comb. frequenti	comb. quasi perm.
XD2, XD3, XS2, XS3, XA3, XF4	<nessuna verifica>	formazione fessure	decompressione

Per una maggiore tutela della durabilità dell'opera vengono invece rispettate nelle verifiche le seguenti limitazioni:

classi di esposizione	comb. rare	comb. frequenti	comb. quasi perm.
XD2, XD3, XS2, XS3, XA3, XF4	formazione fessure	decompressione	<nessuna verifica>
	$\sigma_{traz.} \leq f_{ctm}/1.2$		

3.2.3.3 Stato Limite di deformazione

Viene valutata l'entità delle deformazioni significative degli elementi inflessi nelle varie fasi.

La valutazione di tali deformazioni viene fatta assumendo per il modulo elastico del calcestruzzo il valore:

$$E_{travi} = 36416,11$$

$$E_{soletta} = 32588,11$$

e, per determinare gli effetti sotto l'azione dei carichi permanenti, viene assunto un coefficiente di viscosità pari a:

$$\varphi_{inf} = 2,3$$

L'effetto della viscosità viene poi ridotto moltiplicando tutte le deformazioni conseguenti per il valore 0,5

Le frecce calcolate sono positive se rappresentano uno spostamento verso l'alto, negative se verso il basso.

3.2.3.3.1 Prima fase

H30-*modif.* :

	accorciamento [mm]	rotaz. testata sinistra [rad]	rotaz. testata destra [rad]	frecce in mezzeria [mm]
al taglio trefoli	-2,5474	0,01024	-0,01024	29,7848
al getto soletta	-4,0011	0,01063	-0,01063	31,6699
dopo maturazione	-4,0139	0,01065	-0,01065	31,7230

3.2.3.3.2 Seconda fase

Spostamenti X in asse appoggi [mm] :

	dopo maturazione	postesi e	t=inf.
	soletta	cambio vincoli	
Spalla iniziale	0,0000	0,0000	0,0000
Spalla finale	0,0000	0,0000	-1,3394

Rotazioni in asse appoggi [rad] :

	dopo maturazione	postesi e	t=inf.
	soletta	cambio vincoli	
Spalla iniziale	0,00000	0,00001	0,00629
Spalla finale	0,00000	-0,00001	-0,00629

Frecce in mezzeria [mm] :

campa ta	X	dopo maturazione	postesi e	t=inf.	t=inf.
		soletta	cambio vincoli	comb. rara max	comb. rara min
1	5000,00	31,7230	-3,1383	-3,1383	-20,7806

3.2.4 Stati limite ultimi

3.2.4.1 Stato Limite Ultimo per sollecitazioni flettenti

Il calcolo dei momenti ultimi delle sezioni viene eseguito tenendo conto del diagramma $\sigma-\varepsilon$ parabola-rettangolo per il calcestruzzo, con deformazione limite pari a -0.0035 in compressione, e deformazione indefinita a trazione con tensione nulla (sezione fessurata).

Per gli acciai si utilizza un diagramma tensioni-deformazioni linearmente elastico fino alla tensione di rottura e lineare orizzontale fino alla deformazione 0.01 , sia in trazione che in compressione.

Si rimanda al capitolo dei materiali per i valori dei moduli elastici e delle tensioni di calcolo.

Nel calcolo del momento ultimo si tiene conto del delta di deformazione ε_{sp} dell'acciaio da precompressione rispetto agli altri materiali.

3.2.4.2 Stato Limite Ultimo per sollecitazioni taglianti e torcenti

Per valutare i tagli e momenti torcenti resistenti viene utilizzata la formulazione indicata dalle norme:

$$V_{Rd} = (0.18 \cdot k \cdot ((100 \cdot \rho_l \cdot f_{ck})^{1/3} / \gamma_c) + 0.15 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d \quad (\text{taglio ultimo in assenza di armatura trasversale})$$

$$V_{Rcd} = 0.9 \cdot d \cdot b_w \cdot \alpha_c \cdot 0.5 \cdot f_{cd} \cdot (\cotan \alpha + \cotan \theta) / (1 + \cotan^2 \theta) \quad (\text{taglio ultimo per rottura delle bielle compresse})$$

$$V_{Rsd} = 0.9 \cdot d \cdot (A_{sw} / s) \cdot f_{yd} \cdot (\cotan \alpha + \cotan \theta) \cdot \sin \alpha \quad (\text{taglio ultimo per rottura delle staffe})$$

$$T_{Rcd} = 2 \cdot A_k \cdot 0.5 \cdot f_{cd} \cdot \cotan\theta / (1 + \cotan^2\theta) \quad (\text{momento torcente ultimo per rottura delle bielle compresse})$$

$$T_{Rsd} = 2 \cdot A_k \cdot (A_{sw,parete}/s) \cdot f_{yd} \cdot \cotan\theta \quad (\text{momento torcente ultimo per rottura delle staffe})$$

Dove:

d: altezza utile della sezione

b_w : larghezza minima della sezione

A_{sw} : area armatura trasversale nella sezione

$A_{sw,parete}$: area armatura trasversale minima nelle pareti

s: passo staffe

α : inclinazione risp. all'orizzontale delle armature trasversali (90 [deg])

θ : inclinazione bielle compresse in cls

α_c : coeff. maggiorativo dovuto alla presenza dello sforzo assiale

A_{sl} : area acciaio in zona tesa

$$k = 1 + (200/d)^{1/2}$$

$$\sigma_{cp} = N_{Ed}/A_{cls}$$

$$\rho_l = A_{sl}/(b_w \cdot d)$$

A_k : area racchiusa dalla fibra media del profilo periferico della sezione

Nel modello a traliccio a rottura si considerano inclinate a 45 [deg] le bielle compresse di calcestruzzo in sezioni non precomprese, mentre si tiene conto dell'effetto benefico della precompressione valutando una minore inclinazione delle bielle in base alla tensione principale di trazione presente nella sezione a quota baricentrica.

L'inclinazione così determinata viene comunque limitata come indicato nelle norme citate.

3.2.5 Verifica delle sezioni

3.2.5.1 Verifica sezione X=0,00

3.2.5.1.1 Prima fase: sola trave

Sezione di calcolo :

	Y	Z
.		
	-270,00	0,00
	-300,00	30,00
	-300,00	300,00
	300,00	300,00
	300,00	30,00
	270,00	0,00

$$A = 179100,000$$

$$J_f = 1332226356,7839$$

$$Z_g = 150,70$$

<nessuna armatura di precompressione attiva>

Armature lente longitudinali :

	Z	area	
.	30,00	1256,637	4Ø20 armatura longit. appoggio

Sezione ideale (n=15,000)	A _{id}	J _{f, id}	Z _{g, id}
	197949,600	1,580701E9	139,21

Sollecitazioni	M _{esterno}
prima del getto	0,00
dopo getto 2a fase	0,00

3.2.5.1.1.1 Tensioni nei materiali dopo getto 2a fase

Tensioni sul calcestruzzo	$\sigma_{e, max}$	$\sigma_{i, max}$
prima del getto	0,00	0,00
dopo getto 2a fase	0,00	0,00

Tensioni sugli acciai	σ_{sp}	$\sigma_{long, inf}$
prima del getto	1193,57	0,00
dopo getto 2a fase	1193,57	0,00

3.2.5.1.1.2 Verifica a rottura per flessione dopo getto 2a fase

<sollecitazioni flettenti nulle>

3.2.5.1.1.3 Verifica a rottura per taglio dopo getto 2a fase

Calcestruzzo:	θ [rad]	b _w	Staffe:	A _{sw}
	0,785	700,00		7,85398

d	K	A _{sl}	ρ_l	σ_{cp}	α_c
270,00	1,861	0,000	0,0000	0,00	1,000

V _{Rd}	V _{Rsd}	V _{Rcd}
113436,20	746811,20	1100051,00

$$V_{Ed, max} = 44836,39 < 746811,21$$

3.2.5.1.2 Seconda fase: trave + getto in opera

Tensioni sul calcestruzzo dopo 28gg dal getto :

	$\sigma_{e,max}$	$\sigma_{i,max}$
trave prefabbricata	0,00	-2,83
getto in opera	0,00	0,00

Cadute di tensione da maturazione soletta a t=inf. :

	%	$\Delta\sigma_{sp}$	$\Delta\sigma_{sp}/\sigma_{spi}$
ritiro cls	48,9%	30,20	2,4%
rilassamento acciaio	24,1%	14,73	1,2%
viscosità cls	100,0%	122,52	9,8%

3.2.5.1.2.1 Verifiche in esercizio**3.2.5.1.2.1.1 Verifica tensionale**

Sezione di calcolo :

	Y	Z	
.			
	-270,00	0,00	
	-300,00	30,00	
	-300,00	300,00	
	300,00	300,00	
	300,00	30,00	
	270,00	0,00	fine prefabb.
	-270,00	0,00	
	-300,00	450,00	getto in opera
	300,00	450,00	(m=1,000)
	300,00	300,00	
0			
1	-300,00	300,00	
2	-300,00	450,00	

$$A = 269100,000$$

$$J_f = 4514463361,2040$$

$$Z_g = 225,72$$

<nessuna armatura di precompressione attiva>

Armature lente longitudinali :

	Z	area	
.			
	0,00	804,248	4Ø16
	30,00	1256,637	4Ø20 armatura longit. appoggio

Sezione ideale (n=15,000)	A_{id}	$J_{f,id}$	$Z_{g,id}$
	300013,300	5,714099E9	204,35

Tensioni sul cls - H30-*modif.* :

	$\sigma_{e,max}$	$\sigma_{e,min}$	$\sigma_{i,max}$	$\sigma_{i,min}$
t=inf.-senza carichi	0,00	0,00	-2,83	-2,83
t=inf.-SLE Rare	0,00	0,00	-2,83	-2,83
t=inf.-SLE Frequenti	0,00	0,00	-2,83	-2,83
t=inf.-SLE Quasi Permanenti	0,00	0,00	-2,83	-2,83

Tensioni sul cls - getto in opera :

	$\sigma_{e,max}$	$\sigma_{e,min}$	$\sigma_{i,max}$	$\sigma_{i,min}$
t=inf.-senza carichi	0,00	0,00	0,00	0,00
t=inf.-SLE Rare	0,00	0,00	0,00	0,00
t=inf.-SLE Frequenti	0,00	0,00	0,00	0,00
t=inf.-SLE Quasi Permanenti	0,00	0,00	0,00	0,00

Tensioni sugli acciai :

	σ_{sp}	$\sigma_{long,inf}$	$\sigma_{long,sup}$
t=inf.-senza carichi	0,00	0,00	0,00
t=inf.-SLE Rare	0,00	0,00	0,00
t=inf.-SLE Frequenti	0,00	0,00	0,00
t=inf.-SLE Quasi Permanenti	0,00	0,00	0,00

3.2.5.1.2.1.2 Verifica a rottura per flessione t=inf.

<sollecitazioni flettenti nulle>

3.2.5.1.2.1.3 Verifica rottura per taglio t=inf.

Calcestruzzo:	θ [rad]	b_w	Staffe:	A_{sw}
	0,785	700,00		7,85398

d	K	A_{sl}	ρ_l	σ_{cp}	α_c
420,00	1,690	0,000	0,0000	0,00	1,000

V_{Rd}	V_{Rsd}	V_{Rcd}
152753,50	1161706,00	1711190,00

$$V_{Ed,max} = 208767,72 < 1161706,33$$

$$\text{Trazione per taglio } (V=208767,72) = 104383,86 \text{ [N]}$$

3.2.5.1.2.1.4 Verifica rottura per torsione t=inf.

Calcestruzzo:	θ [rad]	f'_{cd}	Staffe parete:	A_{sw}
	0,785	12,93		3,92699

A_k	t_{min}	u_k	σ_{cp}	α_c
196300,00 0	145,80	182,00	0,00	1,000

T_{Rcd}	T_{Rsd}
3,701828E8	6,032882E8

$$T_{Ed,max} = 2623179,32 < 370182834,45$$

Trazione per torsione ($T=370182834,45$) = 171607,94 [N]

Trazione per torsione ($T=2623179,32$) = 1216,04 [N]

Sforzo di precompressione presente = 0,00 [N]

armatura longitudinale minima ($T=T_{Ed,max}=2623179,32$) = 3,108 [mm²]

3.2.5.1.2.1.5 Verifica a taglio/torsione t=inf.

L'azione combinata di taglio e torsione impegna i materiali (bielle di calcestruzzo e staffe di acciaio) in misura superiore a quella delle azioni singole dei due parametri di sollecitazione.

Viene perciò eseguita la verifica secondo il punto 4.1.2.1.4 - *Sollecitazioni composte - b)* nella combinazione più sfavorevole.

$$T_{Ed}/T_{Rd} + V_{Ed}/V_{Rd} = 449906,45/370182834,45 + 208767,72/1161706,33 = 0,181$$

3.2.5.2 Verifica sezione X=5000,00

3.2.5.2.1 Prima fase: sola trave

Sezione di calcolo :

	Y	Z
.		
	-270,00	0,00
	-300,00	30,00
	-300,00	300,00
	300,00	300,00
	300,00	30,00
	270,00	0,00

$$A = 179100,000$$

$$J_f = 1332226356,7839$$

$$Z_g = 150,70$$

Armature di precompressione :

	Z	area
.	95,00	556,000
	55,00	1112,000

$$A_p = 1668,000$$

$$Z_{g,p} = 68,33$$

Armature lente longitudinali :

	Z	area	
.	0,00	804,248	4Ø16

Sezione ideale (n=6,000)	A _{id}	J _{f, id}	Z _{g, id}
	193933,500	1,500868E9	142,70

Cadute di tensione prima del taglio trefoli :

	%	$\Delta\sigma_{sp}$	$\Delta\sigma_{sp}/\sigma_{spi}$
ritiro cls	25,5%	15,76	1,3%
rilassamento acciaio	30,6%	18,71	1,5%

Sollecitazioni	M _{esterno}	N _{precomp.}	M _{precomp.}
t=0 dopo taglio trefoli	54905343,75	-2036686,93	-167762277,88
prima del getto	54905343,75	-1874762,17	-154424504,98
dopo getto 2a fase	83030343,75	-1874010,46	-154362586,66

3.2.5.2.1.1 Tensioni nei materiali dopo getto 2a fase

Tensioni sul calcestruzzo	$\sigma_{e,max}$	$\sigma_{i,max}$
t=0 dopo taglio trefoli	-0,38	-19,68
prima del getto	-0,81	-17,70
dopo getto 2a fase	-3,76	-15,03

Tensioni sugli acciai	σ_{sp}	$\sigma_{long,inf}$
t=0 dopo taglio trefoli	1129,31	-118,10
prima del getto	1040,83	-106,22
dopo getto 2a fase	1049,19	-90,17

Cadute di tensione dal taglio trefoli al getto soletta :

	%	$\Delta\sigma_{sp}$	$\Delta\sigma_{sp}/\sigma_{spi}$
--	---	---------------------	----------------------------------

	%	$\Delta\sigma_{sp}$	$\Delta\sigma_{sp}/\sigma_{spi}$
ritiro cls	25,5%	15,76	1,3%
rilassamento acciaio	19,1%	11,70	0,9%
viscosità cls	36,2%	69,62	5,5%

Cadute di tensione durante maturazione soletta :

	%	$\Delta\sigma_{sp}$	$\Delta\sigma_{sp}/\sigma_{spi}$
ritiro cls	0,1%	0,09	0,0%
rilassamento acciaio	0,1%	0,04	0,0%
viscosità cls	0,2%	0,32	0,0%

3.2.5.2.1.2 Verifica a rottura per flessione dopo getto 2a fase

$\Delta\varepsilon$ armature pretese: $\varepsilon_{sp,z=68,33}=0,00546$

fless.	Z asse neutro	Mr	ε_{sup}	Z ε_{sup}	ε_{inf}	Z ε_{inf}
(+)	109,81	3,882253E8	-0,00350	300,00	0,00202	0,00
(-)	95,34	-5,884954E7	-0,00001	95,00	-0,00350	0,00

$$M_{d,max} = 112090964,06 < 388225328,91$$

3.2.5.2.1.3 Verifica a rottura per taglio dopo getto 2a fase

Calcestruzzo:	θ [rad]	b_w	Staffe:	A_{sw}
	0,785	700,00		7,85398

d	K	A_{sl}	ρ_l	σ_{cp}	α_c
300,00	1,816	1668,000	0,0079	-10,47	1,250

V_{Rd}	V_{Rsd}	V_{Rcd}
481241,90	829790,20	1527848,00

$$V_{Ed,max} = 0,00 < 829790,23$$

3.2.5.2.2 Seconda fase: trave + getto in opera

Tensioni sul calcestruzzo dopo 28gg dal getto :

	$\sigma_{e,max}$	$\sigma_{i,max}$
trave prefabbricata	-3,72	-15,05
getto in opera	0,00	0,00

Cadute di tensione da maturazione soletta a t=inf. :

	%	$\Delta\sigma_{sp}$	$\Delta\sigma_{sp}/\sigma_{spi}$
ritiro cls	48,9%	30,20	2,4%
rilassamento acciaio	24,1%	14,73	1,2%

	%	$\Delta\sigma_{sp}$	$\Delta\sigma_{sp}/\sigma_{spi}$
viscosità cls	63,7%	122,52	9,8%

3.2.5.2.2.1 Verifiche in esercizio

3.2.5.2.2.1.1 Verifica tensionale

Sezione di calcolo :

	Y	Z	
.			
	-270,00	0,00	
	-300,00	30,00	
	-300,00	300,00	
	300,00	300,00	
	300,00	30,00	
	270,00	0,00	fine prefabb.
	-270,00	0,00	
	-300,00	450,00	getto in opera
	300,00	450,00	(m=0,895)
	300,00	300,00	
0			
	-300,00	300,00	
1			
	-300,00	450,00	
2			

$$A = 259639,338$$

$$J_f = 4278213553,8046$$

$$Z_g = 220,28$$

Armature di precompressione :

	Z	area
.		
	95,00	556,000
	55,00	1112,000

$$A_p = 1668,000$$

$$Z_{g,p} = 68,33$$

Armature lente longitudinali :

	Z	area	
.			
	0,00	804,248	4Ø16

Sezione ideale (n=6,000)	A_{id}	$J_{f,id}$	$Z_{g,id}$
	274472,800	4,722661E9	210,87

Tensioni sul cls - H30:

	$\sigma_{e,max}$	$\sigma_{e,min}$	$\sigma_{i,max}$	$\sigma_{i,min}$
t=inf.-senza carichi	-3,47	-3,47	-12,24	-12,24
t=inf.-SLE Rare	-3,47	-8,90	0,56	-12,24
t=inf.-SLE Frequenti	-3,47	-7,35	-3,11	-12,24
t=inf.-SLE Quasi Permanenti	-3,47	-3,97	-11,09	-12,24

Tensioni sul cls - getto in opera :

	$\sigma_{e,max}$	$\sigma_{e,min}$	$\sigma_{i,max}$	$\sigma_{i,min}$
t=inf.-senza carichi	-0,86	-0,86	0,00	0,00
t=inf.-SLE Rare	-0,86	-13,87	0,00	-4,60
t=inf.-SLE Frequenti	-0,86	-10,15	0,00	-3,21
t=inf.-SLE Quasi Permanenti	-0,86	-2,05	0,00	-0,19

Tensioni sugli acciai :

	σ_{sp}	$\sigma_{long,inf}$
t=inf.-senza carichi	0,00	0,00
t=inf.-SLE Rare	1113,95	93,68
t=inf.-SLE Frequenti	1099,05	71,65
t=inf.-SLE Quasi Permanenti	1066,70	23,78

3.2.5.2.2.1.2 Verifica a rottura per flessione t=inf.

presollecitazione nelle armature di precompressione :

	Z cavo risult.	$\Delta \epsilon_{sp}$
Armature pretese	68,33	0,00516

fless.	Z asse neutro	Mr	ϵ_{sup}	$Z_{g,sup}$	ϵ_{inf}	$Z_{g,inf}$
(+)	154,07	6,342128E8	-0,00350	450,00	0,00182	0,00
(-)	90,74	-5,960221E7	0,00016	95,00	-0,00350	0,00

$$M_{d,max} = 502374869,38 < 634212757,18$$

3.2.5.2.2.1.3 Verifica rottura per taglio t=inf.

Calcestruzzo:	θ [rad]	b_w	Staffe:	A_{sw}
	0,381	700,00		7,85398

d	K	A_{sl}	ρ_l	σ_{cp}	α_c
450,00	1,667	2472,248	0,0078	-6,14	1,237

V_{Rd}	V_{Rsd}	V_{Rcd}
497899,40	3111713,00	1564643,00

$$V_{Ed,max} = 52285,71 < 1564643,38$$

Trazione per taglio ($V=52285,71$) = 65357,13 [N]

3.2.5.2.2.1.4 Verifica rottura per torsione t=inf.

Calcestruzzo:	θ [rad]	f'_{cd}	Staffe parete:	A_{sw}
	0,381	12,93		3,92699

A_k	t_{min}	u_k	σ_{cp}	α_c
196300,00 0	145,80	182,00	-6,14	1,237

T_{Rcd}	T_{Rsd}
3,159149E8	1,508221E9

$$T_{Ed,max} = 1839008,41 < 315914910,42$$

Trazione per torsione (T=315914910,42) = 366126,55 [N]

Trazione per torsione (T=1839008,41) = 2131,30 [N]

Sforzo di precompressione presente = -1594706,76 [N]

<armatura longitudinale non necessaria>

3.2.5.2.2.1.5 Verifica a taglio/torsione t=inf.

L'azione combinata di taglio e torsione impegna i materiali (bielle di calcestruzzo e staffe di acciaio) in misura superiore a quella delle azioni singole dei due parametri di sollecitazione.

Viene perciò eseguita la verifica secondo il punto 4.1.2.1.4 - *Sollecitazioni composte - b)* nella combinazione più sfavorevole.

$$T_{Ed}/T_{Rd} + V_{Ed}/V_{Rd} = 0,00/315914910,42 + -52285,71/1564643,38 = 0,033$$

4. SCHEMA IN INCASTRO

Il dimensionamento delle armature di collegamento fra l'impalcato e le spalle viene effettuato applicando cautelativamente lo schema statico di trave incastrata alle estremità, al fine di massimizzare le sollecitazioni negative.

I carichi che si considerano agenti in questo schema sono quelli relativi alla fase definitiva, ovvero i pesi permanenti portati e i carichi accidentali.

4.1 Analisi dei carichi

4.1.1 Carichi elementari

Pavimentazione

Peso pavimentazione (3,00 [KN/m²]) gravante sulla trave: 1,58 [KN/m]

Cordoli

I cordoli in calcestruzzo non hanno funzione strutturale.

Il loro peso viene applicato al modello di calcolo come carico lineare uniforme distribuito su tutta la luce e posizionato in sezione trasversale con data eccentricità.

	peso lineare [KN/m]	Ecc. Y	peso totale [KN]
cordolo sinistro	4,88	8,42	48,75
cordolo destro	2,63	-8,72	26,25

Peso totale cordoli = 75,00

Barriere

A questi carichi viene applicato il metodo di Massonnet calcolandone il relativo coefficiente di ripartizione trasversale per la trave in esame.

n.	Descrizione	[KN/m]	Ecc. Y	X'i	Rif.X'i	X'f	Rif.X'f
1	barriera	1,50	-8,73	0,00	Appoggio iniziale	0,00	Appoggio finale
2	barriera	1,50	8,13	0,00	Appoggio iniziale	0,00	Appoggio finale

Valori caratteristici delle azioni variabili

Il numero delle colonne di carichi mobili da considerare nel calcolo dei ponti è quello massimo compatibile con la larghezza della carreggiata, comprese le eventuali banchine di rispetto e per sosta di emergenza, nonché gli eventuali marciapiedi non protetti e di altezza inferiore a 20 cm, tenuto conto che la larghezza di ingombro convenzionale è stabilita per ciascuna colonna in 3.00 m. In ogni caso il numero delle colonne non deve essere inferiore a 2, a meno che la larghezza della sede stradale sia inferiore a 5,40 m.

La disposizione dei carichi ed il numero delle colonne sulla carreggiata saranno volta per volta quelli che determinano le condizioni più sfavorevoli di sollecitazione per la struttura, membratura o sezione considerata.

Categoria ponte : *Stradale 1a categoria*

Numero assi per corsia: 2

corsia	Nome	carico asse Q	p	α_Q	α_q
1	Corsia 1	300,00	9,00	1,00	1,00
2	Corsia 2	200,00	2,50	1,00	1,00
3	Corsia 3	100,00	2,50	1,00	1,00

Carico folla sui marciapiedi= 5,00 [KN/m²]

4.1.2 Applicazione del metodo di massonnet

Peso cordoli

Descrizione	[KN/m]	Ecc. Y	K Massonnet	μ Massonnet
cordolo sinistro	4,88	8,42	0,001	-0,001
cordolo destro	2,63	-8,72	3,442	-0,001

Barriere

n	Descrizione	[KN/m]	Ecc. Y	K Massonnet	μ Massonnet
1	barriere	1,50	-8,73	3,440	-0,001
2	barriere	1,50	8,13	0,001	-0,001

Carichi mobili per massimo effetto sulla trave 4

Descrizione	Q· α [KN]	q· α [KN/m]	Ecc. Y	Larghezza	Ka
Corsia 1	300,00	27,00	-6,88	3,00	3,876
Corsia 2	200,00	7,50	-3,88	3,00	1,300
Corsia 3	100,00	7,50	-0,88	3,00	0,251
Corsia 4	0,00	7,50	2,13	3,00	0,041
Corsia 5	0,00	7,50	5,13	3,00	0,006
Zona Rimanente	0,00	2,87	7,20	1,15	0,002

4.2 Calcolo delle sollecitazioni

Il calcolo delle sollecitazioni agenti sulla sezione di attacco fra la soletta e la spalla si ottiene considerando lo schema statico di trave doppiamente incastrata di luce di calcolo pari a:

$L_c = 10,00\text{m}$

Si ottengono i seguenti valori di momento flettente massimo:

$M_{perm} = 17,00\text{ kNm/trave}$

$M_{acc} = 175,00\text{ kNm/trave}$

$M_{slu} = 260,00\text{ kNm/trave}$

$M_{rara} = 192,00\text{ kNm/trave}$

Mfreq= 133.00 kNm/trave

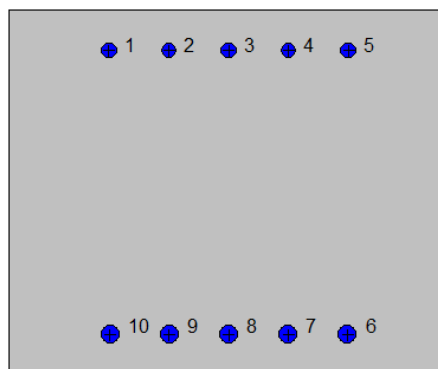
Mqp=17.00 kNm/trave

4.3 Verifiche di resistenza

Si esegue la verifica di una sezione in c.a avente le seguenti caratteristiche:

Larghezza b (cm)	600.0
Altezza h (cm)	50.0
Armatura tesa 1° strato A_a (cm ²)	1 Φ 24/20"
Copriferro 1° strato c_1 (cm)	4.50
Armatura Compressa $A'a$ (cm ²)	1 Φ 20/20"
Copriferro armatura compressa c' (cm)	4.50

Verifica a flessione



Armature:

Pos.	X	Y	Area	Pretens.
n.	cm	cm	cmq	(s/n)
1	13,7	44,5	3,1	no
2	21,8	44,5	3,1	no
3	30,0	44,5	3,1	no
4	38,2	44,5	3,1	no
5	46,3	44,5	3,1	no
6	46,2	5,7	4,5	no
7	38,1	5,7	4,5	no
8	30,0	5,7	4,5	no
9	21,9	5,7	4,5	no
10	13,8	5,7	4,5	no

Normativa di riferimento:

D.M. 14/01/2008 - 'Norme tecniche per le costruzioni'

Note:

Verifiche SLE per ambiente ordinario

Materiali:

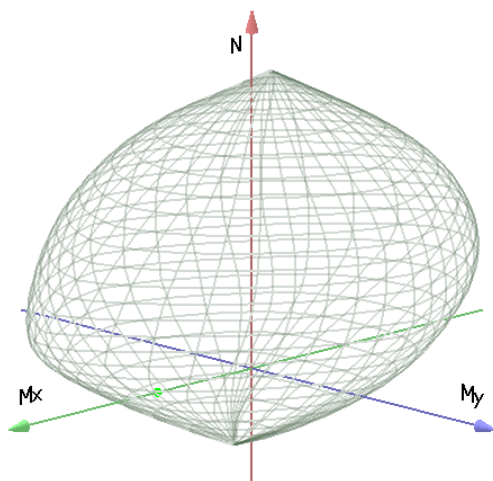
Calcestruzzo classe: C28/35

R_{ck} (resistenza caratteristica cubica a compressione) = 350 daN/cm²
 f_{ck} (resistenza caratteristica cilindrica a compressione) = 290 daN/cm²
 f_{ctm} (resistenza a trazione media) = 28 daN/cm²
 G (modulo di elasticità tangenziale) = 145424 daN/cm²
 E (modulo elastico istantaneo iniziale) = 325750 daN/cm²
 ν (coefficiente di contrazione trasversale) = 0.12
 Coefficiente di dilatazione termica = 0.000050
 Peso specifico del calcestruzzo armato = 2500 daN/mc

Barre d'acciaio ad aderenza migliorata tipo: B450C

f_{yk} (tensione caratteristica di snervamento) = 4500 daN/cm²
 f_{kt} (tensione caratteristica di rottura) = 5400 daN/cm²
 ϵ_{uk} (deformazione di rottura) = 0.075
 G (modulo di elasticità tangenziale) = 770000 daN/cm²
 E (modulo elastico) = 2000000 daN/cm²
 ν (coefficiente di contrazione trasversale) = 0.30
 Coefficiente di dilatazione termica = 0.000012
 Peso specifico = 7850 daN/mc

Dominio SLU:



Caratteristiche limite della sezione:

N_u	M_{xu}	M_{yu}	Stato Sez.
kN	kN m	kN m	
-1499,8	51,0	0,0	Completamente tesa
6121,6	-51,0	0,0	Completamente compressa
0,0	356,7	0,0	Fibre inferiori tese
0,0	-253,0	0,0	Fibre superiori tese
0,0	0,0	301,4	Fibre di sinistra tese
0,0	0,0	-301,4	Fibre di destra tese

Verifiche stato limite ultimo:

Per ogni combinazione di carico saranno svolte le verifiche:
 Verifica per M_{xu} , M_{yu} e N_u proporzionali (sigla verifica: P)
 Verifica con rapporto M_{xu} , M_{yu} assegnato (sigla verifica: M)
 Verifica con N_u costante (sigla verifica: N)

Cmb.	N	Mx	My	Tipo	Nu	Mxu	Myu	Sd/Su	Verif.
	kN	kN m	kN m		kN	kN m	kN m		
1	0,0	260,0	0,0	P	0,0	356,7	0,0	0,730	OK
				M	n.d.	n.d.	n.d.	n.d.	
				N	0,0	356,7	0,0	0,730	

Riepilogo combinazioni maggiormente gravose:

Cmb.	N	Mx	My	Tipo	Nu	Mxu	Myu	Sd/Su	Verif.
	kN	kN m	kN m		kN	kN m	kN m		
1	0,0	260,0	0,0	P	0,0	356,7	0,0	0,730	OK

1	0,0	260,0	0,0	M	n.d.	n.d.	n.d.	n.d.	OK
1	0,0	260,0	0,0	N	0,0	356,7	0,0	0,730	OK

Verifiche stato limite di esercizio per c. c. rare:

Valori limite (tensioni: segno (-) = compressione, (+) = trazione):

CLS: $\sigma_{cL} = 17400,0$ kN/mq (verifica Ok per $\sigma_c/\sigma_{cL} < 1$)

Acciaio: $\sigma_{aL} = 360000,0$ kN/mq (verifica Ok per $\sigma_a/\sigma_{aL} < 1$)

Cmb	Mx	My	N	σ_c	σ_c/σ_{cL}	σ_a	σ_a/σ_{aL}
n. e stato	kN m	kN m	kN	kN/mq		kN/mq	
2 OK	192,0	0,0	0,0	-7913,0	0,45	217554,0	0,60

Verifiche stato limite di esercizio per c. c. frequenti:

Valori limite:

Fessure: $W_{kL} = 0,40$ mm (verifica Ok per $W_k/W_{kL} < 1$)

Cmb	Mx	My	N	Wk	Wk/WkL
n. e stato	kN m	kN m	kN	mm	
3 OK	133,0	0,0	0,0	0,17	0,42

Verifiche stato limite di esercizio per c. c. quasi permanenti:

Valori limite:

CLS: $\sigma_{cL} = 13050,0$ kN/mq (verifica Ok per $\sigma_c/\sigma_{cL} < 1$)

Fessure: $W_{kL} = 0,30$ mm (verifica Ok per $W_k/W_{kL} < 1$)

Cmb	Mx	My	N	σ_c	σ_c/σ_{cL}	Wk	Wk/WkL
n. e stato	kN m	kN m	kN	kN/mq		mm	
4 OK	17,0	0,0	0,0	-700,6	0,05	0,00	0,00