

ITINERARIO RAGUSA-CATANIA

Collegamento viario compreso tra lo Svincolo della S.S. 514 "di Chiaramonte" con la S.S. 115 e lo Svincolo della S.S. 194 "Ragusana"

LOTTO 4 - Dallo svincolo n. 8 "Francofonte" (compreso) allo svincolo della "Ragusana"(escluso)

PROGETTO ESECUTIVO

COD. **PA898**

PROGETTAZIONE: ATI SINTAGMA - GP INGEGNERIA - COOPROGETTI -GDG - ICARIA - OMNISERVICE

PROGETTISTA RESPONSABILE DELL'INTEGRAZIONE DELLE PRESTAZIONI SPECIALISTICHE:

Dott. Ing. Nando Granieri

Ordine degli Ingegneri della Prov. di Perugia n° A351



IL GRUPPO DI PROGETTAZIONE:

MANDATARIA:

	Dott. Ing. N. Granieri	Dott. Ing. M. Abram
	Dott. Ing. F. Durastanti	Dott. Ing. F. Pambianco
	Dott. Ing. V. Truffini	Dott. Ing. M. Briganti Botta
	Dott. Arch. A. Bracchini	Dott. Ing. L. Gagliardini
	Dott. Ing. L. Nani	Dott. Geol. G. Cerquiglini

MANDANTI:

	Dott. Ing. G. Guiducci	Dott. Ing. G. Lucibello
	Dott. Ing. A. Signorelli	Dott. Arch. G. Guastella
	Dott. Ing. E. Moscatelli	Dott. Geol. M. Leonardi
	Dott. Ing. A. Bela	Dott. Ing. G. Parente
	Dott. Arch. E. A. E. Crimi	Dott. Ing. L. Ragnacci
	Dott. Ing. M. Panfilì	Dott. Arch. A. Strati
	Dott. Arch. P. Ghirelli	Archeol. M. G. Liseno
	Dott. Ing. D. Pelle	
	Dott. Ing. D. Caraccioli	Dott. Ing. F. Aloe
	Dott. Ing. S. Sacconi	Dott. Ing. A. Salvemini
	Dott. Ing. C. Consorti	
	Dott. Ing. V. Rotisciani	Dott. Ing. G. Verini Supplizi
	Dott. Ing. G. Pulli	Dott. Ing. V. Piunno
	Dott. Ing. F. Macchioni	Geom. C. Sugaroni
	Dott. Ing. P. Agnello	

IL GEOLOGO:

Dott. Geol. Giorgio Cerquiglini

Ordine dei Geologi della Regione Umbria n° 108

IL COORDINATORE PER LA SICUREZZA IN FASE DI PROGETTAZIONE:

Dott. Ing. Filippo Pambianco

Ordine degli Ingegneri della Provincia di Perugia n° A1373

VISTO IL RESPONSABILE DEL PROCEDIMENTO

Dott. Ing. Luigi Mupo

IL RESPONSABILE DI PROGETTO:



OPERE D'ARTE MINORI
ATTRAVERSAMENTO IDRAULICO DAL KM 10+264 AL KM 10+280
Relazione di calcolo impalcato

CODICE PROGETTO			NOME FILE		REVISIONE	SCALA:
PROGETTO	LIV. PROG.	N. PROG.	T04OM02STRRE01A			
L0408Z	E	2101	CODICE ELAB. T04OM02STRRE01		A	-
A	Emissione		Giu 2021	P. Castraberte	F. Durastanti	N. Granieri
REV.	DESCRIZIONE		DATA	REDATTO	VERIFICATO	APPROVATO

RELAZIONE DI CALCOLO IMPALCATI

INDICE

1	PREMESSA	6
2	CLASSE D'USO E VITA NOMINALE DELL'OPERA	7
3	CONCEZIONE STRUTTURALE	8
4	NORMATIVA DI RIFERIMENTO	11
5	CARATTERISTICHE DEI MATERIALI	12
5.1	CALCESTRUZZO	12
5.2	ACCIAIO PER ARMATURE ORDINARIE	13
5.3	ACCIAIO DA PRECOMPRESSIONE	13
6	AZIONI DI CALCOLO	14
6.1	PESO PROPRIO DELLA STRUTTURA (G_1).....	14
6.2	CARICHI PERMANENTI PORTATI (G_2).....	14
6.3	AZIONI VARIABILI DA TRAFFICO (Q_1).....	15
6.4	AZIONI DI FRENAMENTO (Q_3)	15
6.5	AZIONE VARIABILE DEL VENTO (Q_5).....	15
6.6	RESISTENZE PARASSITE DEI VINCOLI (Q_7)	16
6.7	URTO DEI VEICOLI IN SVIO (Q_8).....	16
6.7.1	Azioni di veicoli in svio: azioni generali.....	16
6.7.2	Urto dei veicoli in svio - azioni locali.....	16
6.8	PRECOMPRESSIONE (ϵ_1).....	17
6.9	AZIONE SISMICA (E)	18
7	PARAMETRI DELLA PRECOMPRESSIONE	21
7.1	TIRO INIZIALE.....	21
7.2	PERDITE PER DEFORMAZIONE ELASTICA DEL CALCESTRUZZO	21
7.3	RITIRO	21

RELAZIONE DI CALCOLO IMPALCATI

7.4	FLUAGE.....	22
7.5	RILASSAMENTO	23
7.6	CALCOLO DELLE CADUTE DI TENSIONE.....	23
8	COMBINAZIONE DELLE AZIONI	25
9	VERIFICA DELL'IMPALCATO	27
9.1	TRASVERSO	27
9.1.1	verifica del traverso di campata	27
9.1.2	Verifica del traverso di testata.....	31
9.2	SOLETTA.....	34
9.2.1	Verifiche trasversali della soletta: Campo intermedio	34
9.2.2	Verifiche trasversali della soletta: sbalzo	38
10	APPOGGI E GIUNTI.....	47
11	CALCOLO DELLE SOLLECITAZIONI.....	50
11.1	SISTEMA DI RIFERIMENTO	50
12	MODALITA' DI COSTRUZIONE DELL'IMPALCATO	51
12.1	MODALITÀ DI COSTRUZIONE DELLE TRAVI	51
13	METODO ED IPOTESI DI CALCOLO	52
14	RIPARTIZIONE TRASVERSALE DEI CARICHI	54
14.1	PARAMETRI DI MASSONNET	54
14.2	COEFFICIENTI	54
15	ANALISI DEI CARICHI.....	55
15.1	VALORI CARATTERISTICI DELLE AZIONI PERMANENTI	55
15.1.1	Fase 1	55
15.1.2	Fase 2	55
15.2	VALORI CARATTERISTICI DELLE AZIONI VARIABILI	56

RELAZIONE DI CALCOLO IMPALCATI

16	APPLICAZIONE DEL METODO DI MASSONNET.....	58
16.1	PESO CORDOLI.....	58
16.2	LINEARI PER TRAVE.....	58
16.3	CARICHI MOBILI PER MASSIMO EFFETTO SULLA TRAVE 1.....	58
16.4	CARICHI MOBILI PER CALCOLO M MAX SU TRAVERSO.....	59
16.5	CARICHI MOBILI PER CALCOLO M MIN SU TRAVERSO.....	59
17	METODO SEMIPROBABILISTICO AGLI STATI LIMITE - COEFFICIENTI DI COMBINAZIONE ..	60
18	TRAVE 1 - SOLLECITAZIONI.....	62
18.1	VALORI CARATTERISTICI.....	62
18.1.1	Prima fase - al taglio trefoli ed in opera.....	62
18.1.2	Seconda fase - carichi permanenti.....	62
18.1.3	Seconda fase - carichi da traffico.....	63
18.1.4	Fase transitoria - sollevamento.....	65
18.2	VALORI DI COMBINAZIONE.....	65
18.2.1	Stati Limite Ultimi.....	65
18.2.2	Stati Limite di Esercizio.....	68
19	SOLLECITAZIONI SUL TRAVERSO IN CAMPATA.....	71
19.1	VALORI CARATTERISTICI MOMENTI FLETTENTI.....	71
19.1.1	Carichi permanenti.....	71
19.1.2	Carichi da traffico.....	71
19.2	VALORI DI COMBINAZIONE.....	72
19.2.1	Stati Limite Ultimi.....	72
19.2.2	Stati Limite di Esercizio.....	73
20	SOLLECITAZIONI SULLA SOLETTA.....	75
20.1	VALORI CARATTERISTICI.....	75

RELAZIONE DI CALCOLO IMPALCATI

20.2	COMBINAZIONI SLU	76
20.2.1	Persistenti/Transitorie	76
20.3	COMBINAZIONI SLE.....	76
20.3.1	Combinazioni Rare	76
20.3.2	Combinazioni Frequenti.....	76
20.3.3	Combinazioni Quasi Permanenti	76
21	DEFORMAZIONI	77
21.1	ABBASSAMENTI - PRIMA FASE.....	77
21.2	ABBASSAMENTI - SECONDA FASE	77
21.2.1	Carichi permanenti	77
21.2.2	Carichi da traffico.....	77
21.2.3	Combinazione SLE rara - frecce totali di 2a fase.....	78
21.3	ROTAZIONI AGLI APPOGGI	78
22	VERIFICA TRAVE IN C.A.	79
22.1.1	Unità di misura.....	79
22.1.2	Modello di calcolo.....	79
22.1.3	Codice di calcolo	79
22.2	DATI DI CALCOLO	80
22.2.1	Dati geometrici	80
22.2.2	Armature trave prefabbricata.....	80
22.2.3	Armature getto in opera	82
22.2.4	Materiali - resistenze di calcolo	82
22.2.5	Cadute di tensione.....	85
22.2.6	Sollecitazioni esterne.....	87
22.3	STATI LIMITE DI ESERCIZIO	87

RELAZIONE DI CALCOLO IMPALCATI

22.3.1 Stato Limite delle tensioni in esercizio - procedimento di calcolo	87
22.3.2 Stato limite di fessurazione travi prefabbricate	87
22.3.3 Stato Limite di deformazione.....	88
22.4 STATI LIMITE ULTIMI	89
22.4.1 Stato Limite Ultimo per sollecitazioni flettenti.....	89
22.4.2 Stato Limite Ultimo per sollecitazioni taglianti e torcenti	89
22.4.3 Stato Limite Ultimo per scorrimento tra i getti	90
22.5 VERIFICA DELLE SEZIONI	91
22.5.1 Verifica sezione X=0.00 - Sezione all'appoggio.....	91
22.5.2 Verifica sezione X=1130.00 - Sezione di mezzzeria	96
22.5.3 Verifiche in fase transitoria.....	101

1 PREMESSA

La presente relazione illustra l'analisi e le verifiche strutturali effettuate per la progettazione dell'impalcato e degli appoggi dell'attraversamento idraulico al km 10+264 del lotto 4, previsto nell'ambito dei lavori di collegamento autostradale Ragusa-Catania: ammodernamento a n° 4 corsie della S.S. 514 "Di Chiaromonte" e della S.S. 194 Ragusana dallo svincolo con la S.S. 115 allo svincolo con la S.S. 114.

2 CLASSE D'USO E VITA NOMINALE DELL'OPERA

L'opera in oggetto è progettata per una vita nominale V_N pari a 50 anni.

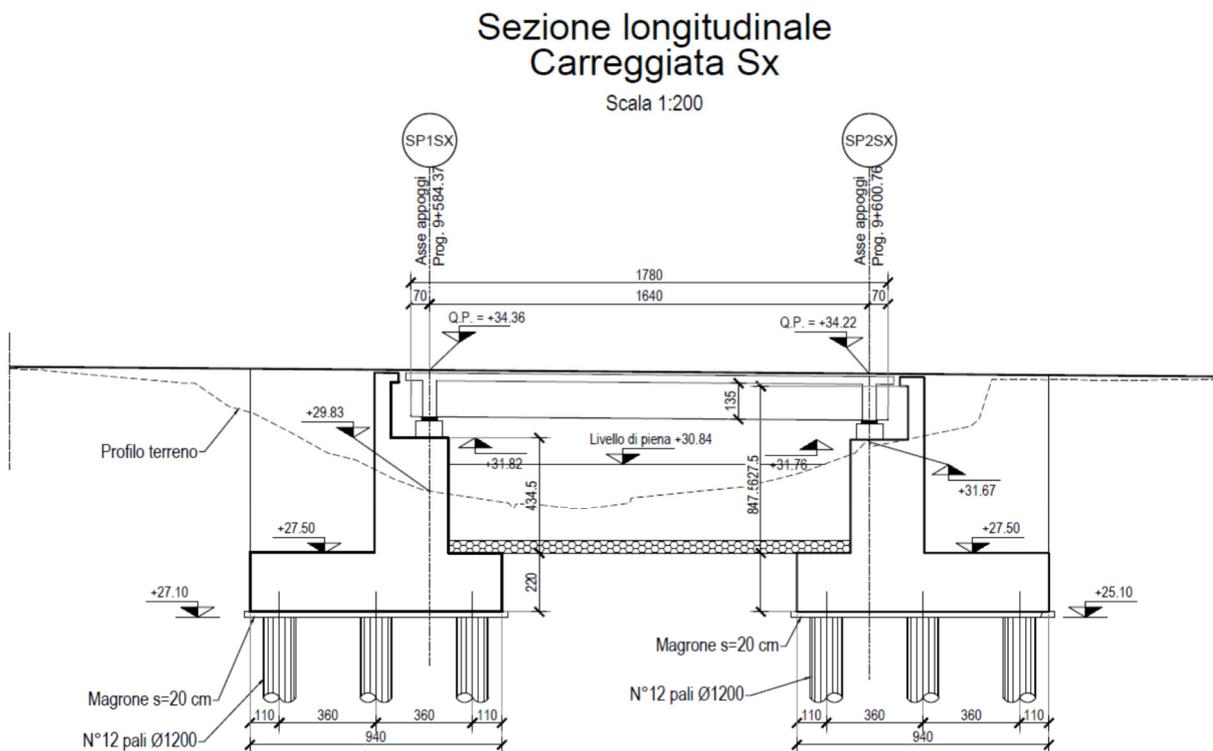
Ai fini del calcolo delle azioni sismiche è stata considerata una classe d'uso IV ("Ponti e reti ferroviarie di importanza critica per il mantenimento delle vie di comunicazione, particolarmente dopo un evento sismico") ai sensi del D.M 4 gennaio 2008, da cui scaturisce un coefficiente d'uso $C_U = 2$.

Pertanto le azioni sismiche sull'opera vengono valutate in relazione ad un periodo di riferimento $V_R = V_N \times C_U = 50 \times 2 = 100$ anni.

3 CONCEZIONE STRUTTURALE

L'attraversamento idraulico in oggetto, presenta due impalcati con una larghezza di carrabile di 9.75 me due cordoli da 0.75 m per una larghezza complessiva di 11.25 m. L'opera in progetto prevede la realizzazione di un impalcato in semplice appoggio di lunghezza pari a 16.4 m (oltre il retrotrave), vincolato in corrispondenza delle spalle. La sezione longitudinale degli attraversamenti è riportata nella figura seguente.

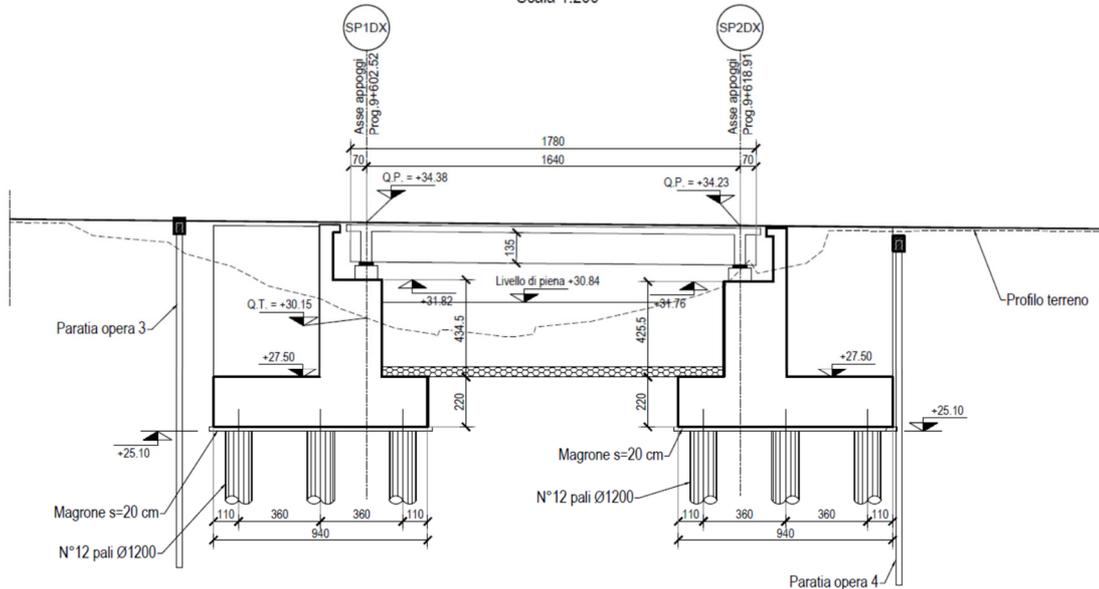
Figura 3.1: Sezione longitudinale dell'opera.



RELAZIONE DI CALCOLO IMPALCATI

Sezione longitudinale
Carreggiata Dx

Scala 1:200



La soluzione strutturale adottata prevede, per l'impalcato, l'impiego di 3 travi a "V" in calcestruzzo armato precompresso con pre-tensione, di altezza pari a 1.35 m collegate tra loro mediante soletta collaborante e traversi gettati in opera. Le travi prefabbricate hanno interasse trasversale di 3.15 m e lunghezza complessiva di 17.80 m.

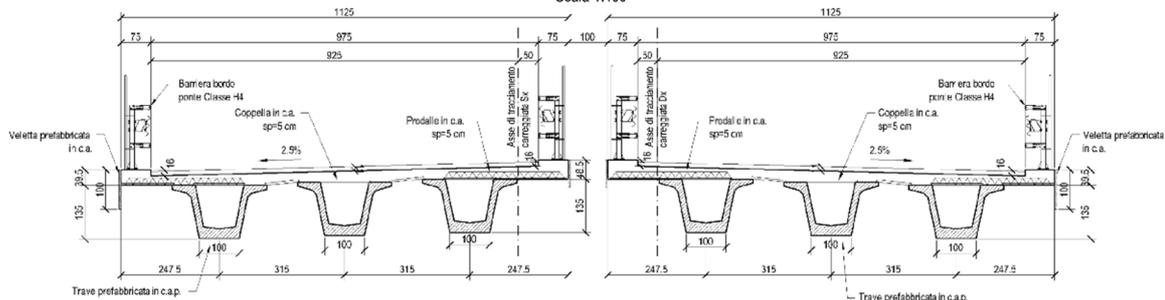
La soletta, di spessore complessivo pari a 25 cm, è gettata in opera su predalle da 5 cm alle estremità dell'impalcato (per consentire il getto dello sbalzo). Sono presenti due traversi di testata in c.a. gettati in opera con spessore pari a 50 cm ed altezza di circa 0.90 m.

La geometria della sezione trasversale dell'impalcato è riportata nelle seguente figura:

Figura 3.2: Sezione trasversale dell'opera in campata.

Asse principale
Sezione trasversale in campata

Scala 1:100

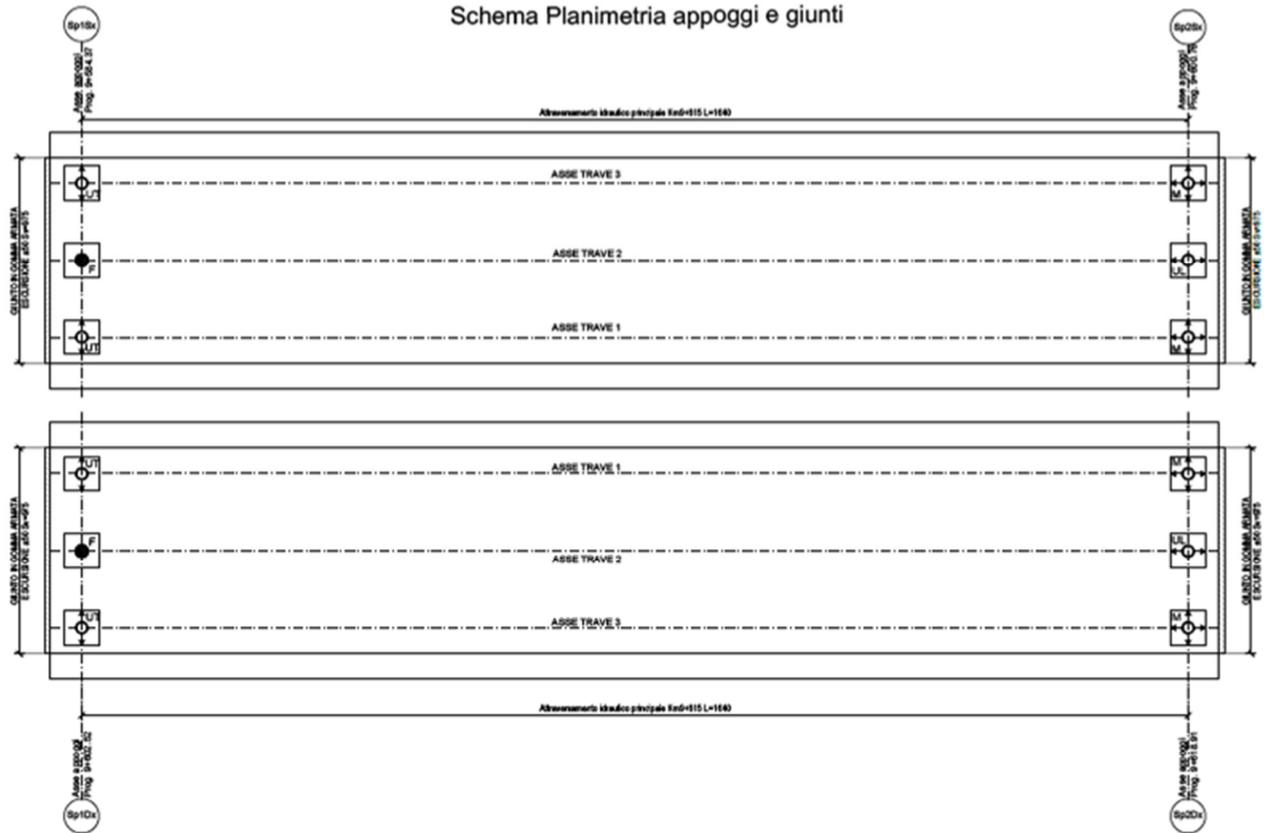


Gli appoggi sono in acciaio e teflon. L'impalcato è vincolato longitudinalmente in corrispondenza della spalla 1. La tipologia di giunto di dilatazione adoperata è quella in gomma armata con escursione longitudinale totale di 100 mm in corrispondenza della spalla SP1 e SP2.

RELAZIONE DI CALCOLO IMPALCATI

Lo schema di vincolamento è riportato nella seguente figura.

Figura 3.3: Schema di vincolamento



Legenda appoggi

- APPOGGIO FISSO
- ⊕ APPOGGIO MULTIDIREZIONALE
- ⊖ APPOGGIO UNIDIREZIONALE LONG.
- ⊕ APPOGGIO UNIDIREZIONALE TRASV.

4 **NORMATIVA DI RIFERIMENTO**

Il progetto è sviluppato nell'osservanza della vigente normativa tecnica.

D. Min. Infrastrutture 14 gennaio 2008 "Nuove norme tecniche per le costruzioni";

Circolare 2 febbraio 2009 n.617: Istruzioni per l'applicazione delle "Nuove norme tecniche per le costruzioni" di cui al D. Min. 14 gennaio 2008;

UNI EN 1992-1-1:2005: "Eurocodice 2 – Progettazione delle strutture di calcestruzzo - parte 1 - Regole generali e regole per edifici";

UNI EN 1998-2:2006: "Eurocodice 8 - Progettazione delle strutture per la resistenza sismica - Parte 2: Ponti";

CNR 10018/99, "Apparecchi di appoggio per le costruzioni. Istruzioni per l'impiego";

UNI EN 206-1:2006, "Calcestruzzo - Parte 1: Specificazione, prestazione, produzione e conformità";

UNI 11104:2004, "Calcestruzzo - Specificazione, prestazione, produzione e conformità - Istruzioni complementari per l'applicazione della EN 206-1";

Model Code 1990, CEB-FIP.

Il metodo di calcolo adottato è quello semiprobabilistico agli stati limite, con applicazione di coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni, variabili in ragione dello stato limite indagato.

5 CARATTERISTICHE DEI MATERIALI

Per la realizzazione dell'impalcato dell'opera in oggetto sono previsti i seguenti materiali:

5.1 CALCESTRUZZO

Tabella 5.1: Caratteristiche del calcestruzzo per magrone

Classe di resistenza minima:	C_{min}	C12/15
------------------------------	-----------	--------

Tabella 5.2: Caratteristiche del calcestruzzo per soletta impalcato

Conforme alla norma UNI EN 206-1/UNI 11104		Classe di esposizione
		XC4, XF4
Classe di resistenza minima:	C_{min}	C32/40
Classe di consistenza	S	S4
Dimensione max aggregati	D_{max}	20
Classe di contenuto in cloruri	Cl	0.20
Copriferro	c	40

Tabella 5.3: Caratteristiche del calcestruzzo per predalle soletta

Calcestruzzo: (Conforme alla norma UNI EN 206-1/UNI 11104)	Classe di esposizione	
	XC3	
Classe di resistenza minima:	C_{min}	C32/40
Classe di consistenza	S	S4
Dimensione max aggregati	D_{max}	12
Classe di contenuto in cloruri	Cl	0.20
Copriferro	c	25

Tabella 5.4: Caratteristiche del calcestruzzo travi in C.A.P.

Calcestruzzo: (Conforme alla norma UNI EN 206-1/UNI 11104)	Classe di esposizione	
	XC4, XF1	
Classe di resistenza minima:	C_{min}	C45/55
Classe di resistenza minima alla tesatura:	$C_{min,j}$	C35/45
Classe di consistenza	S	In funzione alle specifiche di produzione del procedimento di prefabbricazione.
Dimensione max aggregati	D_{max}	22
Classe di contenuto in cloruri	Cl	0.10
Copriferro armatura di precompressione	c	40
Copriferro armatura ordinaria	c	30

RELAZIONE DI CALCOLO IMPALCATI

Per garantire la durabilità delle strutture in calcestruzzo e per la definizione della classe di resistenza di queste ultime in funzione delle condizioni ambientali, si farà riferimento alle indicazioni contenute nelle norme UNI EN 206-1 ed UNI 11104.

5.2 ACCIAIO PER ARMATURE ORDINARIE

Tabella 5.5: Caratteristiche dell'acciaio per armatura ordinaria

Acciaio per armatura ordinaria:		
Acciaio in barre ad aderenza migliorata tipo B450C controllato in stabilimento:		
Tensione caratteristica di snernamento	f_{yk}	$\geq 450 \text{ N/mm}^2$
Tensione caratteristica di rottura:	f_{tk}	$\geq 540 \text{ N/mm}^2$

5.3 ACCIAIO DA PRECOMPRESSIONE

Per le travi precomprese sono stati previsti trefoli stabilizzati, a basso rilassamento, da 0.6" e sezione nominale di 139 mm². L'acciaio da precompressione ha le seguenti caratteristiche:

Tabella 5.6: Caratteristiche dell'acciaio da precompressione

Acciaio armonico stabilizzato per C.A.P.:		
Tipo in trefoli:		
Tensione caratteristica a trazione allo 1%	$f_{p(1)k}$	$\geq 1670 \text{ N/mm}^2$
Tensione caratteristica di rottura	f_{ptk}	$\geq 1860 \text{ N/mm}^2$

6 AZIONI DI CALCOLO

Nel presente paragrafo si illustrano i carichi considerati nel progetto dell'opera, calcolata come ponte di prima categoria in base alla vigente normativa sui ponti stradali.

6.1 PESO PROPRIO DELLA STRUTTURA (G_1)

Sono considerati i seguenti pesi specifici dei materiali:

calcestruzzo armato: $\gamma_c = 25 \text{ kN/m}^3$

6.2 CARICHI PERMANENTI PORTATI (G_2)

Binder e strato di usura:

peso dell'unità di volume: $\gamma = 24 \text{ kN/m}^3$

spessore: $s = 0.11 \text{ m}$

risulta un carico di 2.64 kN/m^2 si assume un peso pari a 3.00 kN/m^2 .

Massetto di riempimento:

Sulla soletta strutturale, per quanto riguarda l'opera su strada secondaria, è stato considerato un massetto in cls per il recupero della pendenza longitudinale dello spessore medio di 0.05 m , su tutta la superficie della soletta. Risulta un carico di 1.25 kN/m^2 .

Cordoli:

peso dell'unità di volume: $\gamma_c = 25 \text{ kN/m}^3$

larghezza: $L = 0.75 \text{ m}$

spessore: $s = 0.16 \text{ m}$

risulta un carico di 3.00 kN/m per ciascun cordolo

Guardrail, parapetti ed elementi di bordo:

peso delle barriere integrate:

in assenza di valutazioni specifiche il peso lineare della barriera è assunto pari a 1.50 kN/m , mentre la rete antiproiezione integrata è valutata in ragione di 0.25 kN/m^2 ; per un'altezza di 2.00 m ; si ottiene un peso a metro lineare di 0.50 kN/m . La somma di entrambe i contributi è pari a 2.00 kN/m .

peso della veletta prefabbricata:

il peso della veletta prefabbricata assume valori differenti nei due attraversamenti, in quanto in quello principale la sezione trasversale è pari a $1 \times 0.08 \text{ m}^2$ mentre in quello secondario è $0.7 \times 0.05 \text{ m}^2$; considerando dunque il peso specifico del calcestruzzo pari a 25 kN/m^3 risultano i seguenti carichi:

- Principale 2 kN/m ;

RELAZIONE DI CALCOLO IMPALCATI

- Secondaria 0.88 kN/m

6.3 AZIONI VARIABILI DA TRAFFICO (Q₁)

Le azioni da traffico, comprensive degli effetti dinamici, sono definite dagli schemi di carico di seguito elencati (D. Min. 14/01/2008).

SCHEMA 1: utilizzato sia per le verifiche globali che per quelle locali. Esso è costituito da carichi concentrati su due assi tandem (applicati su impronte di pneumatico di forma quadrata e lato 0,40 m) e da carichi uniformemente distribuiti secondo le seguenti colonne di carico:

1° colonna:	Q _{1k} : 2 assi da 300 kN disposti a distanza di 1.20 m q _{1k} : carico uniforme ripartito → 9.00 kN/m ²
2° colonna:	Q _{2k} : 2 assi da 200 kN disposti a distanza di 1.20 m q _{2k} : carico uniforme ripartito → 2.50 kN/m ²
3° colonna:	Q _{3k} : 2 assi da 100 kN disposti a distanza di 1,20 m q _{3k} : carico uniforme ripartito → 2.50 kN/m ²
altre colonne:	q _{ik} : carico uniforme ripartito → 2.50 kN/m ²

In senso trasversale i carichi Q_{ik} e q_{ik} sono distribuiti su corsie convenzionali di larghezza pari a 3.00 m in modo tale da ottenere la distribuzione trasversale più gravosa.

SCHEMA 2: utilizzato per le sole verifiche locali. Esso è costituito da un singolo asse applicato su specifiche impronte di pneumatico di forma rettangolare (di larghezza 0.60 m e lunghezza 0.35 m) e con asse longitudinale posto nella posizione più gravosa.

La disposizione delle corsie nella carreggiata è scelta in modo da ottenere la situazione più gravosa. Gli schemi di carico sono applicati longitudinalmente come suggerito dalle linee di influenza in modo da ottenere l'effetto più sfavorevole nelle sezioni di verifica considerate.

6.4 AZIONI DI FRENAMENTO (Q₃)

La forza di frenamento o accelerazione è funzione del carico verticale totale agente sulla corsia convenzionale n.1 e per i ponti di 1^a categoria è uguale a:

$$180 \text{ kN} \leq Q_3 = 0,6 \cdot (2 \cdot Q_{1k}) + 0,10 \cdot q_{1k} \cdot w_1 \cdot L \leq 900 \text{ kN}$$

$$Q_3 = 0,6 \cdot (2 \cdot 300) + 0,10 \cdot 9 \cdot 3 \cdot 25 = 427,5 \text{ kN}$$

6.5 AZIONE VARIABILE DEL VENTO (Q₅)

L'azione del vento è valutata, in termini di pressione, attraverso la seguente espressione (fornita dal D. Min. 14/01/2008): $p = q_b \cdot C_e \cdot C_p \cdot C_d$.

In funzione della regione su cui sorge l'opera (Sicilia) si assume che la zona geografica di riferimento sia la "4" ed in relazione alla posizione geografica e topografica dell'opera, si adotta la classe di rugosità D ("Aree prive di ostacoli"). Da ciò discende un'esposizione del sito al vento di II categoria per cui si ottengono:

RELAZIONE DI CALCOLO IMPALCATI

Altitudine sul livello del mare:	$a_s =$	245 m s.l.m.
Zona di riferimento:		4
Altitudine di riferimento sul livello del mare:	$a_0 =$	500 m s.l.m.
Velocità di riferimento base:	$v_{b,0} =$	28 m/s
Parametro funzione della zona:	$k_a =$	0.020 1/s
Velocità di riferimento:	$v_b =$	28.00 m/s
Pressione cinematica di riferimento:	$q_b =$	0.49 kN/m²
Coefficiente di topografia:	$c_t =$	1.00
Categoria di esposizione:		II
Altezza dal suolo del punto considerato:	$z =$	10.00 m
Parametro funzione della classe di esposizione:	$k_r =$	0.19
Altezza di riferimento:	$z_0 =$	0.05 m
Altezza minima:	$z_{min} =$	4.00 m
Coefficiente di esposizione:	$c_e =$	2.35
Coefficiente di forma:	$c_p =$	1.00
Coefficiente dinamico:	$c_d =$	1.00

Pertanto l'azione del vento è valutabile come un carico orizzontale uniforme di $p = 1.15 \text{ kN/m}^2$ diretto ortogonalmente all'asse longitudinale del ponte, agente sulla proiezione, nel piano verticale, delle superfici direttamente investite dal vento. La superficie dei carichi transitanti sul ponte esposta al vento è assimilata ad una parete rettangolare continua di altezza costante pari a 3.00 m, dalla pavimentazione stradale. A favore di sicurezza si considera 2.50 kN/mq.

6.6 RESISTENZE PARASSITE DEI VINCOLI (Q₇)

Le resistenze parassite dei vincoli sono valutate assumendo un coefficiente di attrito pari al 3% dell'intensità del carico verticale dovuti al peso proprio ed ai permanenti portati.

6.7 URTO DEI VEICOLI IN SVIO (Q₈)

Le azioni derivanti dall'urto di un veicolo in svio vengono valutate in maniera differente a seconda che si tratti una verifica generale (es. pile) o una verifica locale (solette e cordoli).

6.7.1 Azioni di veicoli in svio: azioni generali

Le azioni di svio da considerare sono quelle relative ad una barriera di classe H4, cioè una barriera che ammette un Livello di Contenimento $LC \geq 572 \text{ kJ}$. La forza orizzontale di collisione trasferita all'impalcato dipende dalla rigidità del collegamento fra la barriera di sicurezza e il cordolo in c.a. a cui la stessa è connessa. Assumendo che tale connessione sia rigida (classe D ai sensi della tabella 4.9 delle EN 1991-2) l'azione di svio impiegata è pari a 600 kN.

Tale forza orizzontale agisce trasversalmente ed è applicata 100 mm sotto la sommità della barriera o 1,0 m sopra il piano viario (il più piccolo fra i due) ed è distribuita su una linea di 0,50 m.

Concordemente a quanto indicato nel D. Min. 14/01/ 2008, si considera la presenza di un carico stradale costituito dal secondo schema di carico, posizionato in adiacenza al guardrail in cui si verifica l'urto.

6.7.2 Urto dei veicoli in svio - azioni locali

Per determinare le azioni locali derivanti dall'urto sulla barriera occorre partire dal sistema di ancoraggio della barriera. La barriera presa a riferimento è costituita in acciaio S275 con elementi

RELAZIONE DI CALCOLO IMPALCATI

longitudinali a doppia onda, dissipatori e montanti a U 140x70x7 con piastra di base dello spessore di 15 mm, posti ad interasse longitudinale di 1.333 m ed ancorati alla struttura tramite tirafondi.

Le azioni massime che tale barriera trasmette al cordolo sottostante si valutano dalla plasticizzazione della sezione di base dei montanti. Il momento di plasticizzazione della sezione di base si calcola come prodotto del modulo plastico per la tensione di snervamento del materiale, cioè:

$$M_p = w_p \times f_y = 24.34 \text{ kN m}$$

dove $w_p = 88.52 \text{ cm}^3$ nel caso di un profilo a U 140x70x7 e $f_y = 275 \text{ MPa}$ per l'acciaio S275.

A questo punto il valore del taglio plastico V_p agente alla base, corrispondente alla massima forza orizzontale sopportabile dal montante, viene calcolato dividendo il momento M_p trovato per l'altezza di applicazione della forza, che risulta pari al baricentro delle aree degli elementi longitudinali della barriera a circa 78.3 cm dalla base del montante subito al di sopra del fazzoletto di rinforzo.

$$V_p = M_p / h = 24.34 / 0.78 = 31.09 \text{ kN}$$

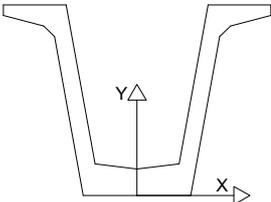
Le azioni V_p e M_p si considerano come valori in esercizio per il cordolo e devono essere moltiplicati per 1.50 al fine di ottenere i carichi di progetto per la struttura ai sensi del paragrafo 4.7.3.3 delle EN 1991-2 (così come modificato dagli annessi nazionali).

6.8 PRECOMPRESSIONE (ε1)

La precompressione di prima fase viene realizzata in stabilimento sui singoli elementi prefabbricati mediante pretensione di trefoli da 0.6" con area di 139 mm². Nella sezione trasversale si utilizzano più livelli di trefoli nella parte inferiore ed un livello nella parte superiore secondo i dati riportati nella seguente tabella:

Tabella 6.1: Armature di precompressione per attraversamento su asse principale

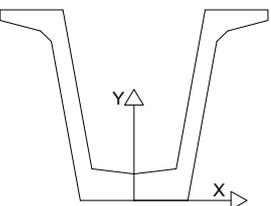
ARMATURA DI PRECOMPRESSIONE				
livello (i)	n.ro (j)	Apj [cm ²]	Api [cm ²]	di [m]
1	14	1.390	19.460	0.05
2	14	1.390	19.460	0.10
3	8	1.390	11.120	0.15
4	2	1.390	2.780	1.44



Apj = area nominale del singolo trefolo al generico livello.
 Api = area nominale totale dei trefoli al generico livello.
 di = distanza del generico livello di trefoli dall'asse x.

Tabella 6.2: Armature di precompressione per attraversamento su strada secondaria

ARMATURA DI PRECOMPRESSIONE				
livello (i)	n.ro (j)	Apj [cm ²]	Api [cm ²]	di [m]
1	16	1.390	22.240	0.05
2	16	1.390	22.240	0.10
3	2	1.390	2.780	0.15
4	2	1.390	2.780	1.44



Apj = area nominale del singolo trefolo al generico livello.
 Api = area nominale totale dei trefoli al generico livello.
 di = distanza del generico livello di trefoli dall'asse x.

Alcuni trefoli sono stati inguainati nelle sezioni terminali tenendo conto anche delle verifiche in fase di sollevamento e di trasporto delle travi. Per i dettagli si rimanda ai disegni esecutivi dell'armatura delle travi.

6.9 AZIONE SISMICA (E)

L'opera in oggetto è progettata per una vita nominale VN pari a 50 anni e considerando una classe d'uso IV ("Ponti e reti ferroviarie di importanza critica per il mantenimento delle vie di comunicazione, particolarmente dopo un evento sismico") ai sensi del D.M. 14 gennaio 2008, da cui scaturisce un coefficiente d'uso CU = 2.

L'azione sismica di progetto è definita per lo Stato Limite di Salvaguardia della Vita (SLV). Il periodo di ritorno di quest'ultima - in funzione della vita utile, della classe d'uso, del tipo di costruzione e dello stato limite di riferimento (prima definiti) - è di 949 anni.

Essa, conformemente a quanto prescritto dalle Nuove Norme Tecniche, è valutata a partire dalla pericolosità sismica di base del sito su cui l'opera insiste. Tale pericolosità sismica è descritta, in termini geografici e temporali:

attraverso i valori di accelerazione orizzontale di picco a_g (attesa in condizioni di campo libero su sito di riferimento rigido con superficie topografica orizzontale) e le espressioni che definiscono le ordinate del relativo spettro di risposta elastico in accelerazione $S_e(T)$

in corrispondenza del punto del reticolo che individua la posizione geografica dell'opera

con riferimento a prefissate probabilità di eccedenza PVR.

In particolare, la forma spettrale prevista dalla normativa è definita, su sito di riferimento rigido orizzontale, in funzione di tre parametri:

a_g , accelerazione orizzontale massima del terreno

F_0 , valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale

T_C^* , periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale.

I suddetti parametri sono calcolati come media pesata dei valori assunti nei quattro vertici della maglia elementare del reticolo di riferimento che contiene il punto caratterizzante la posizione dell'opera, utilizzando come pesi gli inversi delle distanze tra il punto in questione ed i quattro vertici.

In particolare, si può notare come F_0 descriva la pericolosità sismica locale del sito su cui l'opera insiste. Infatti, da quest'ultimo, attraverso le espressioni fornite dalla normativa, sono valutati i valori d'amplificazione stratigrafica e topografica. Nella tabella seguente sono riassunti i valori dei parametri assunti per l'opera in oggetto.

Tabella 6.3: Parametri per la definizione dell'azione sismica di progetto

RELAZIONE DI CALCOLO IMPALCATI

Latitudine: 37°.2405								
Longitudine: 14°.8965								
Stato limite	V _N [anni]	C _U	V _R [anni]	T _R [anni]	a _g [g]	F ₀	F _V	T _C * [s]
SLO	50	2	100	60	0.077	2.494	0.937	0.275
SLD	50	2	100	101	0.110	2.331	1.046	0.306
SLV	50	2	100	949	0.390	2.333	1.967	0.472
SLC	50	2	100	1950	0.550	2.336	2.339	0.531

In quest'ultima V_N è la vita nominale dell'opera; C_U è il coefficiente relativo alla classe d'uso; V_R è il periodo di riferimento per l'azione sismica; T_R è il periodo di ritorno associato alla probabilità di non superamento dello stato limite della salvaguardia della vita; a_g è la massima accelerazione riferita a quella di gravità attesa sul sito su suolo di riferimento; F₀ è il valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale; F_V è il valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione verticale; T_C* è il periodo, espresso in secondi, corrispondente alla fine del tratto orizzontale dello spettro su suolo di riferimento.

Lo spettro di risposta elastico per la descrizione della componente orizzontale del moto sismico è costruito a partire dai parametri riassunti nella tabella seguente.

Tabella 6.4: Parametri per la definizione dello spettro elastico orizzontale

Categoria suolo = B								
Stato limite	Suolo	S _S	S _T	S	C _C	T _B	T _C	T _D
SLO	B	1.20	1.00	1.20	1.424	0.131	0.392	1.910
SLD	B	1.20	1.00	1.20	1.394	0.142	0.427	2.042
SLV	B	1.04	1.00	1.04	1.278	0.201	0.603	3.160
SLC	B	1.00	1.00	1.00	1.248	0.221	0.663	3.802

In quest'ultima S_S ed S_T sono rispettivamente i fattori di amplificazione stratigrafica e topografica concorrenti alla determinazione del fattore di amplificazione S; C_C è il coefficiente che modifica il valore del periodo T_C*; T_B è il periodo, espresso in secondi, corrispondente all'inizio del tratto ad accelerazione costante dello spettro della componente orizzontale; T_C è il periodo, espresso in secondi, corrispondente all'inizio del tratto a velocità costante dello spettro della componente orizzontale; T_D è il periodo, espresso in secondi, corrispondente all'inizio del tratto a spostamento costante dello spettro della componente orizzontale. Tale spettro è descritto dalle espressioni seguenti.

$$S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0 \cdot \left[\frac{T}{T_B} + \frac{1}{\eta \cdot F_0} \cdot \left(1 - \frac{T}{T_B} \right) \right] \quad \text{se} \quad 0 \leq T \leq T_B$$

$$S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0 \quad \text{se} \quad T_B \leq T \leq T_C$$

$$S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0 \cdot \frac{T_C}{T} \quad \text{se} \quad T_C \leq T \leq T_D$$

$$S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0 \cdot \frac{T_C \cdot T_D}{T^2} \quad \text{se} \quad T_D \leq T$$

RELAZIONE DI CALCOLO IMPALCATI

Lo spettro di risposta elastico per la descrizione della componente verticale del moto sismico è costruito a partire dai parametri riassunti nella tabella seguente.

Tabella 6.5: Parametri per la definizione dello spettro elastico verticale

Stato limite	Suolo	S _S	S _T	S	C _C	T _B	T _C	T _D
SLO	B	1.00	1.00	1.00	1.424	0.050	0.150	1.000
SLD	B	1.00	1.00	1.00	1.394	0.050	0.150	1.000
SLV	B	1.00	1.00	1.00	1.278	0.050	0.150	1.000
SLC	B	1.00	1.00	1.00	1.248	0.050	0.150	1.000

In quest'ultima S_S ed S_T sono rispettivamente i fattori di amplificazione stratigrafica e topografica concorrenti alla determinazione del fattore di amplificazione S; T_B è il periodo, espresso in secondi, corrispondente all'inizio del tratto ad accelerazione costante dello spettro della componente verticale; T_C è il periodo, espresso in secondi, corrispondente all'inizio del tratto a velocità costante dello spettro della componente verticale; T_D è il periodo, espresso in secondi, corrispondente all'inizio del tratto a spostamento costante dello spettro della componente verticale. Tale spettro è descritto dalle espressioni seguenti.

$$S_{ve}(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_v \cdot \left[\frac{T}{T_B} + \frac{1}{\eta \cdot F_v} \cdot \left(1 - \frac{T}{T_B} \right) \right] \quad \text{se} \quad 0 \leq T \leq T_B$$

$$S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_v \quad \text{se} \quad T_B \leq T \leq T_C$$

$$S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_v \cdot \frac{T_C}{T} \quad \text{se} \quad T_C \leq T \leq T_D$$

$$S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_v \cdot \frac{T_C \cdot T_D}{T^2} \quad \text{se} \quad T_D \leq T$$

7 PARAMETRI DELLA PRECOMPRESSIONE

Di seguito si riportano le tensioni di tiro dei singoli trefoli, le cadute di tensione dovute a fenomeni istantanei quale la deformazione elastica del calcestruzzo e le perdite di tensione nel tempo conseguenti al ritiro e agli effetti viscosi.

7.1 TIRO INIZIALE

Con riferimento alla normativa (4.1.8.1.5 e tab 11.3.VII NTC), la massima tensione nei trefoli per armatura pre-tesa, all'atto della tesatura deve rispettare le più restrittive delle seguenti limitazioni:

$$\sigma_{spi} < 0.90 \times f_{p(1)k} = 0.90 \times 1670 = 1503 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{spi} < 0.80 \times f_{ptk} = 0.80 \times 1860 = 1488 \text{ MPa}$$

pertanto ogni trefolo è stato tesato con una tensione iniziale pari a:

$$\sigma_{spi} = 1450 \text{ MPa}$$

Considerando, dal momento della tesatura al momento del rilascio dei trefoli, una perdita di tensione per rilassamento pari al 3% dell'acciaio armonico si ha una tensione iniziale pari a:

$$\sigma_{spi} = 1407 \text{ MPa}$$

7.2 PERDITE PER DEFORMAZIONE ELASTICA DEL CALCESTRUZZO

Poiché le travi precomprese sono a fili aderenti la precompressione viene impressa, a maturazione avvenuta, mediante l'aderenza tra l'acciaio e il conglomerato; ciò comporta che all'accorciamento del calcestruzzo corrisponde un identico accorciamento dell'acciaio e quindi una riduzione della tensione iniziale.

7.3 RITIRO

La deformazione da ritiro è stata valutata in base alla seguente relazione riportata nell'appendice B della norma UNI EN 1992-1-1:2005:

$$\varepsilon_{cs}(t, t_s) = \varepsilon_{ca}(t) + \varepsilon_{cd}(t, t_s)$$

dove:

$\varepsilon_{ca}(t)$ è la deformazione del calcestruzzo per ritiro autogeno al tempo "t"

ε_{cd} è la deformazione di base dovuta a ritiro per essiccamento.

Lo sviluppo del ritiro per essiccamento nel tempo è regolato dalle seguenti espressioni:

$$\varepsilon_{cd}(t, t_s) = \beta_{ds}(t, t_s) \cdot k_h \cdot \varepsilon_{cd,0}$$

$$\varepsilon_{cd,0}(t, t_s) = 0,85 \cdot \left[(220 + 110 \cdot \alpha_{ds1}) \cdot e^{-\alpha_{ds2} \frac{f_{cm}}{f_{cm0}}} \right] \cdot 10^{-6} \cdot \beta_{RH}$$

$$\beta_{RH} = 1,55 \cdot \left[1 - \left(\frac{RH}{RH_0} \right)^3 \right]$$

$$k_h = 0.74$$

RELAZIONE DI CALCOLO IMPALCATI

$$\beta_{ds}(t, t_s) = \frac{t - t_s}{(t - t_s) + 0,04 \cdot \sqrt{h_0^3}}$$

dove:

f_{cm} è la resistenza media a compressione;

$f_{cm0} = 10$ MPa;

$\alpha_{ds1} = 4$ per cemento di classe N;

$\alpha_{ds2} = 0.12$ per cemento di classe N;

RH = 70% è l'umidità relativa ambientale;

RH₀=100%;

t è l'età del calcestruzzo al momento considerato;

$t_s = 2$ gg è l'età del calcestruzzo all'inizio del ritiro per essiccamento;

$h_0 = 2 A_c/u$ è la dimensione convenzionale della sezione trasversale;

A_c è l'area della sezione trasversale di calcestruzzo;

u è il perimetro della parte di sezione trasversale esposta ad essiccamento.

La deformazione da ritiro autogeno è data da:

$$\varepsilon_{ca}(t) = \beta_{as}(t) \cdot \varepsilon_{ca}(\infty)$$

$$\varepsilon_{ca}(\infty) = 2,5 \cdot (f_{ck} - 10) \cdot 10^{-6}$$

$$\beta_{as}(t) = 1 - e^{-0,2 \cdot t^{0,5}}$$

7.4 FLUAGE

Il coefficiente di fluage è stato valutato in base alla seguente relazione riportata nell'appendice B della norma UNI EN 1992-1-1:2005:

$$\varphi(t, t_0) = \varphi_0 \cdot \beta_c(t, t_0)$$

dove:

$$\varphi_0 = \varphi_{RH} \cdot \beta(f_{cm}) \cdot \beta(t_0)$$

$$\varphi_{RH} = 1 + \left[\frac{1 - RH/100}{0,1 \cdot \sqrt[3]{h_0}} \cdot \alpha_1 \right] \cdot \alpha_2 \quad \text{per } f_{cm} > 35 \text{ MPa}$$

$$\beta(f_{cm}) = \frac{16,8}{\sqrt{f_{cm}}}$$

$$\beta(t_0) = \frac{1}{(0,1 + t_0^{0,20})}$$

$$\beta_c(t, t_0) = \left[\frac{t - t_0}{\beta_H + t - t_0} \right]^{0,3}$$

$$\beta_H = 1,5 \cdot \left[1 + (0,012 \cdot RH)^{18} \right] \cdot h_0 + 250 \cdot \alpha_3 \leq 1500 \cdot \alpha_3 \quad \text{per } f_{cm} \geq 35 \text{ MPa}$$

RELAZIONE DI CALCOLO IMPALCATI

$$\alpha_1 = \left[\frac{35}{f_{cm}} \right]^{0,7}$$

$$\alpha_2 = \left[\frac{35}{f_{cm}} \right]^{0,2}$$

$$\alpha_3 = \left[\frac{35}{f_{cm}} \right]^{0,5}$$

nelle quali:

RH = 70% è l'umidità relativa ambientale;

f_{cm} è la resistenza media a compressione;

$h_0 = 2 A_c/u$ è la dimensione convenzionale della sezione trasversale;

t è l'età del calcestruzzo al momento considerato;

t_0 è l'età del calcestruzzo al momento dell'applicazione del carico;

A_c è l'area della sezione trasversale di calcestruzzo;

u è il perimetro della parte di sezione trasversale esposta ad essiccamento.

7.5 RILASSAMENTO

La caduta di tensione per rilassamento al tempo t si è assunta pari al valore calcolato con la seguente formula:

$$\Delta\sigma_{pr} / \sigma_{pi} = 0,66 \cdot \rho_{1000} \cdot e^{9,1\mu} \cdot (t/1000)^{0,75 \cdot (1-\mu)} \cdot 10^{-5}$$

dove:

σ_{pi} è la tensione iniziale nel cavo;

$\rho_{1000} = 2.5$ è la perdita per rilassamento (in percentuale) a 1000 ore dopo la messa in tensione;

$\mu = \sigma_{pi}/f_{pk}$;

f_{pk} è la resistenza caratteristica dell'acciaio da precompressione;

t è il tempo misurato in ore dalla messa in tensione.

7.6 CALCOLO DELLE CADUTE DI TENSIONE

La valutazione della perdita di precompressione, intercorsa tra la fase in esame (tempo t_i) e la fase precedente (tempo t_{i-1}), dovuta al ritiro, alla viscosità ed al rilassamento dell'acciaio, tenendo conto della interdipendenza di questi 3 fenomeni, è stata effettuata per mezzo della seguente formula:

$$\Delta\sigma_{p,c+s+r} = \frac{\varepsilon_{cs}(t_i, t_{i-1}) \cdot E_p + 0,8 \cdot \Delta\sigma_{pr}(t_i, t_{i-1}) + \alpha \cdot \varphi(t_i, t_{i-1}) \cdot \sigma_{c,Qp}}{1 + \alpha \cdot \frac{A_p}{A_c} \cdot \left[\left(1 + \frac{A_c}{I_c} \cdot z_{cp}^2 \right) \cdot (1 + 0,8 \cdot \varphi(t_i, t_{i-1})) \right]}$$

dove:

$\Delta\sigma_{p,c+s+r}$ è la variazione di tensione nelle armature dovuta a viscosità, ritiro e rilassamento alla posizione x, all'istante t_i ;

ε_{cs} è la deformazione per ritiro;

RELAZIONE DI CALCOLO IMPALCATI

$\Delta\sigma_{pr}(t_i, t_{i-1})$ è la variazione di tensione nelle armature alla posizione x , al tempo t_i , per effetto del rilassamento dell'acciaio da precompressione;

$\alpha = E_p/E_{cm}$ è il rapporto tra i moduli di elasticità dell'acciaio da precompressione e del calcestruzzo;

$\varphi(t_i, t_{i-1})$ è il coefficiente di viscosità all'istante t_i con applicazione del carico all'istante t_{i-1} ;

$\sigma_{c,Qp}$ è la tensione nel calcestruzzo adiacente alle armature, dovuta al peso proprio, precompressione iniziale e ad altre azioni quasi-permanenti ove presenti;

A_p è l'area totale delle armature di precompressione presenti nella posizione x ;

A_c è l'area della sezione di calcestruzzo;

I_c è il momento di inerzia della sezione di calcestruzzo;

z_{cp} è la distanza tra il baricentro della sezione di calcestruzzo e le armature di precompressione.

Tali cadute, in ogni fase in cui è stata suddivisa l'analisi svolta, sono state calcolate separatamente per ogni singolo trefolo attivo nel modello (e quindi tesato in una qualunque delle fasi precedenti rispetto a quella in esame) e per tutte le sezioni interessate dal suo passaggio.

8 COMBINAZIONE DELLE AZIONI

Ai fini delle verifiche agli stati limite, la combinazione delle azioni è effettuata secondo quanto disposto dal D. Min. Infrastrutture 14 gennaio 2008.

In particolare, si fa riferimento alle seguenti combinazioni:

combinazione fondamentale (SLU):

$$\gamma_{G1} \cdot G_1 + \gamma_{G2} \cdot G_2 + \gamma_p \cdot P + \gamma_{Q1} \cdot Q_{k1} + \gamma_{Q2} \cdot \psi_{02} \cdot Q_{k2} + \gamma_{Q3} \cdot \psi_{03} \cdot Q_{k3} + \dots$$

combinazione sismica:

$$E + G_1 + G_2 + P + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \dots$$

combinazione eccezionale:

$$G_1 + G_2 + P + A_d + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \dots$$

combinazione Rara (SLE irreversibile):

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

combinazione Frequente (SLE reversibile):

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

combinazione Quasi Permanente (SLE per gli effetti a lungo termine):

$$G_1 + G_2 + P + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \psi_{23} \cdot Q_{k3} + \dots$$

Per i carichi mobili, sezione per sezione, sono stati considerati i massimi ed i minimi del momento flettente e del taglio con i valori delle altre caratteristiche di sollecitazione concomitanti, al fine di determinare la condizione di verifica più gravosa.

I coefficienti di combinazione sono esplicitati nei capitoli di verifica dei singoli elementi strutturali.

I coefficienti parziali di sicurezza delle azioni, adottati nelle combinazioni, sono differenti a seconda che le azioni si debbano combinare per verifiche strutturali o geotecniche (rispettivamente A1, A2 e EQU).

RELAZIONE DI CALCOLO IMPALCATI

		Coefficiente parziale γ_F	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 perm. non strutturali ²	favorevoli	γ_{G2}	0.00	0.00	0.00
	sfavorevoli		1.50	1.50	1.30
carichi 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	γ_{e1}	0.90	1.00	1.00
	sfavorevoli		1.00 ³	1.00 ⁴	1.00
ritiro, viscosità, ΔT , cedimenti vincolari	favorevoli	$\gamma_{e2}, \gamma_{e3}, \gamma_{e4}$	0.00	0.00	0.00
	sfavorevoli		1.20	1.20	1.00

¹ se l'equilibrio non coinvolge il terreno, altrimenti si applica GEO

² se risultano compiutamente definiti si possono considerare permanenti

³ 1.30 per instabilità delle strutture precomprese

⁴ 1.20 per effetti locali

Tabella 8.1: Coefficienti parziali di sicurezza per le azioni

9 VERIFICA DELL'IMPALCATO

9.1 TRASVERSO

9.1.1 verifica del traverso di campata

Le sollecitazioni agenti sono desunte dal capitolo 9.2 sono di seguito sintetizzate:

SLU

$$M_{\max} = 257 \text{ KNm}$$

$$M_{\min} = -250 \text{ KNm}$$

SLE – Rare

$$M_{\max} = 106 \text{ KNm}$$

$$M_{\min} = -177 \text{ KNm}$$

SLE – Frequenti

$$M_{\max} = 4 \text{ KNm}$$

$$M_{\min} = -146 \text{ KNm}$$

SLE – Quasi permanenti

$$M_{\max} = -110 \text{ KNm}$$

$$M_{\min} = -110 \text{ KNm}$$

Si verifica la sezione composta a T trasverso+soletta collaborante.

Si dispongono 2 \emptyset 40 barre diwidag per asola mentre in soletta sono presenti 1+1 \emptyset 12 /20

CARATTERISTICHE DI RESISTENZA DEI MATERIALI IMPIEGATI

CALCESTRUZZO -	Classe:	C45/55	
	Resis. compr. di progetto fcd:	25.5	MPa
	Def.unit. max resistenza ec2:	0.0020	
	Def.unit. ultima ecu:	0.0035	
	Diagramma tensione-deformaz.:	Parabola-Rettangolo	
	Modulo Elastico Normale Ec:	36283.0	MPa
	Resis. media a trazione fctm:	3.79	MPa
	Coeff. Omogen. S.L.E.:	15.00	
	Sc limite S.L.E. comb. Rare:	27.0	MPa
	Sc limite S.L.E. comb. Frequenti:	27.0	MPa
	Ap.Fessure limite S.L.E. comb. Frequenti:	0.400	mm
	Sc limite S.L.E. comb. Q.Permanenti:	20.3	MPa
	Ap.Fess.limite S.L.E. comb. Q.Perm.:	0.300	mm
ACCIAIO -	Tipo:	B450C	
	Resist. caratt. snervam. fyk:	450.0	MPa
	Resist. caratt. rottura ftk:	450.0	MPa
	Resist. snerv. di progetto fyd:	391.3	MPa
	Resist. ultima di progetto ftd:	391.3	MPa
	Deform. ultima di progetto Epu:	0.068	
	Modulo Elastico Ef	2000000	daN/cm ²
	Diagramma tensione-deformaz.:	Bilineare finito	
	Coeff. Aderenza istantaneo $\beta_1 \cdot \beta_2$:	1.00	

RELAZIONE DI CALCOLO IMPALCATI

Coeff. Aderenza differito $\beta_1 \cdot \beta_2$: 0.50
Sf limite S.L.E. Comb. Rare: 360.00 MPa

CARATTERISTICHE DOMINIO CALCESTRUZZO

Forma del Dominio: Poligonale
Classe Calcestruzzo: C45/55

N° vertice:	X [cm]	Y [cm]
1	-25.0	-102.5
2	-25.0	47.5
3	-105.0	47.5
4	-105.0	72.5
5	105.0	72.5
6	105.0	47.5
7	25.0	47.5
8	25.0	-102.5

DATI BARRE ISOLATE

N° Barra	X [cm]	Y [cm]	DiamØ [mm]
1	0.0	-62.5	40
2	0.0	2.5	40
3	-100.0	52.5	12
4	100.0	52.5	12
5	-100.0	67.5	12
6	100.0	67.5	12

DATI GENERAZIONI LINEARI DI BARRE

N° Gen. Numero assegnato alla singola generazione lineare di barre
N° Barra Ini. Numero della barra iniziale cui si riferisce la generazione
N° Barra Fin. Numero della barra finale cui si riferisce la generazione
N° Barre Numero di barre generate equidistanti cui si riferisce la generazione
Ø Diametro in mm delle barre della generazione

N° Gen.	N° Barra Ini.	N° Barra Fin.	N° Barre	Ø
1	3	4	9	12
2	5	6	10	12

CALCOLO DI RESISTENZA - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N Sforzo normale [kN] applicato nel Baric. (+ se di compressione)
Mx Momento flettente [daNm] intorno all'asse X di riferimento delle coordinate
con verso positivo se tale da comprimere il lembo sup. della sez.
Vy Componente del Taglio [kN] parallela all'asse Y di riferimento delle coordinate

N° Comb.	N	Mx	Vy
1	0.00	-250.00	0.00
2	0.00	257.00	0.00

COMB. RARE (S.L.E.) - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N Sforzo normale [kN] applicato nel Baricentro (+ se di compressione)
Mx Momento flettente [kNm] intorno all'asse X di riferimento (tra parentesi Mom.Fessurazione)

RELAZIONE DI CALCOLO IMPALCATI

con verso positivo se tale da comprimere il lembo superiore della sezione

N°Comb.	N	Mx	My
1	0.00	106.00	0.00
2	0.00	-177.00	0.00

COMB. FREQUENTI (S.L.E.) - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N Sforzo normale [kN] applicato nel Baricentro (+ se di compressione)
Mx Momento flettente [kNm] intorno all'asse X di riferimento (tra parentesi Mom.Fessurazione)
con verso positivo se tale da comprimere il lembo superiore della sezione

N°Comb.	N	Mx	My
1	0.00	4.00 (1360.40)	0.00 (0.00)
2	0.00	-146.00 (-2385.79)	0.00 (0.00)

COMB. QUASI PERMANENTI (S.L.E.) - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N Sforzo normale [kN] applicato nel Baricentro (+ se di compressione)
Mx Momento flettente [kNm] intorno all'asse X di riferimento (tra parentesi Mom.Fessurazione)
con verso positivo se tale da comprimere il lembo superiore della sezione

N°Comb.	N	Mx	My
1	0.00	110.00 (1360.40)	0.00 (0.00)
2	0.00	-110.00 (-2385.79)	0.00 (0.00)

RISULTATI DEL CALCOLO

Sezione verificata

VERIFICHE DI RESISTENZA IN PRESSO-TENSO FLESSIONE ALLO STATO LIMITE ULTIMO

Ver S = combinazione verificata / N = combin. non verificata
N Sforzo normale assegnato [kN] nel baricentro B sezione cls.(positivo se di compressione)
Mx Componente del momento assegnato [kNm] riferito all'asse x princ. d'inerzia
N Res Sforzo normale resistente [kN] nel baricentro B sezione cls.(positivo se di compress.)
Mx Res Momento flettente resistente [kNm] riferito all'asse x princ. d'inerzia
Mis.Sic. Misura sicurezza = rapporto vettoriale tra (N r,Mx Res,My Res) e (N,Mx,My)
Verifica positiva se tale rapporto risulta >=1.000
As Tesa Area armature trave [cm²] in zona tesa. [Tra parentesi l'area minima ex (4.1.15)NTC]

N°Comb	Ver	N	Mx	N Res	Mx Res	Mis.Sic.	As Tesa
1	S	0.00	-250.00	0.00	-2208.82	8.84	51.1
2	S	0.00	257.00	0.00	1085.25	4.22	37.6

METODO AGLI STATI LIMITE ULTIMI - DEFORMAZIONI UNITARIE ALLO STATO ULTIMO

ec max Deform. unit. massima del calcestruzzo a compressione
x/d Rapporto di duttilità [§ 4.1.2.1.2.1 NTC] deve essere < 0.45
Xc max Ascissa in cm della fibra corrisp. a ec max (sistema rif. X,Y,O sez.)
Yc max Ordinata in cm della fibra corrisp. a ec max (sistema rif. X,Y,O sez.)
es min Deform. unit. minima nell'acciaio (negativa se di trazione)
Xs min Ascissa in cm della barra corrisp. a es min (sistema rif. X,Y,O sez.)
Ys min Ordinata in cm della barra corrisp. a es min (sistema rif. X,Y,O sez.)
es max Deform. unit. massima nell'acciaio (positiva se di compress.)
Xs max Ascissa in cm della barra corrisp. a es max (sistema rif. X,Y,O sez.)
Ys max Ordinata in cm della barra corrisp. a es max (sistema rif. X,Y,O sez.)

RELAZIONE DI CALCOLO IMPALCATI

N°Comb	ec max	x/d	Xc max	Yc max	es min	Xs min	Ys min	es max	Xs max	Ys max
1	0.00350	0.114	-25.0	-102.5	-0.00372	0.0	-62.5	-0.02719	100.0	67.5
2	0.00219	0.031	-105.0	72.5	-0.00039	-100.0	67.5	-0.06750	0.0	-62.5

POSIZIONE ASSE NEUTRO PER OGNI COMB. DI RESISTENZA

a, b, c Coeff. a, b, c nell'eq. dell'asse neutro $aX+bY+c=0$ nel rif. X,Y,O gen.
x/d Rapp. di duttilità (travi e solette)[§ 4.1.2.1.2.1 NTC]: deve essere < 0.45
C.Rid. Coeff. di riduz. momenti per sola flessione in travi continue

N°Comb	a	b	c	x/d	C.Rid.
1	0.000000000	-0.000180525	-0.015003788	0.114	0.700
2	0.000000000	0.000516232	-0.035235517	0.031	0.700

COMBINAZIONI RARE IN ESERCIZIO - MASSIME TENSIONI NORMALI ED APERTURA FESSURE (NTC/EC2)

Ver S = comb. verificata/ N = comb. non verificata
Sc max Massima tensione (positiva se di compressione) nel calcestruzzo [MPa]
Xc max, Yc max Ascissa, Ordinata [cm] del punto corrisp. a Sc max (sistema rif. X,Y,O)
Ss min Minima tensione (negativa se di trazione) nell'acciaio [MPa]
Xs min, Ys min Ascissa, Ordinata [cm] della barra corrisp. a Ss min (sistema rif. X,Y,O)
Ac eff. Area di calcestruzzo [cm²] in zona tesa considerata aderente alle barre
As eff. Area barre [cm²] in zona tesa considerate efficaci per l'apertura delle fessure

N°Comb	Ver	Sc max	Xc max	Yc max	Ss min	Xs min	Ys min	Ac eff.	As eff.
1	S	0.51	-105.0	72.5	-53.2	0.0	-62.5	1806	12.6
2	S	1.09	-25.0	-102.5	-42.8	81.8	67.5	4267	26.0

COMBINAZIONI RARE IN ESERCIZIO - APERTURA FESSURE [§ 7.3.4 EC2]

Ver. La sezione viene assunta sempre fessurata anche nel caso in cui la trazione minima del calcestruzzo sia inferiore a f_{ctm}
Esito della verifica
e1 Massima deformazione unitaria di trazione nel calcestruzzo (trazione -) valutata in sezione fessurata
e2 Minima deformazione unitaria di trazione nel calcestruzzo (trazione -) valutata in sezione fessurata
k1 = 0.8 per barre ad aderenza migliorata [eq.(7.11)EC2]
kt = 0.4 per comb. quasi permanenti / = 0.6 per comb.frequenti [cfr. eq.(7.9)EC2]
k2 = 0.5 per flessione; =(e1 + e2)/(2*e1) per trazione eccentrica [eq.(7.13)EC2]
k3 = 3.400 Coeff. in eq.(7.11) come da annessi nazionali
k4 = 0.425 Coeff. in eq.(7.11) come da annessi nazionali
Ø Diametro [mm] equivalente delle barre tese comprese nell'area efficace Ac eff [eq.(7.11)EC2]
Cf Copriferro [mm] netto calcolato con riferimento alla barra più tesa
e sm - e cm Differenza tra le deformazioni medie di acciaio e calcestruzzo [(7.8)EC2 e (C4.1.7)NTC]
Tra parentesi: valore minimo = 0.6 Smax / Es [(7.9)EC2 e (C4.1.8)NTC]
sr max Massima distanza tra le fessure [mm]
wk Apertura fessure in mm calcolata = sr max*(e_sm - e_cm) [(7.8)EC2 e (C4.1.7)NTC]. Valore limite tra parentesi
Mx fess. Componente momento di prima fessurazione intorno all'asse X [kNm]
My fess. Componente momento di prima fessurazione intorno all'asse Y [kNm]

Comb.	Ver	e1	e2	k2	Ø	Cf	e sm - e cm	sr max	wk	Mx fess	My fess
1	S	-0.00036	0.00000	0.500	40.0	230	0.00016 (0.00016)	1759	0.281 (990.00)	1360.40	0.00
2	S	-0.00022	0.00000	0.500	12.0	44	0.00013 (0.00013)	484	0.062 (990.00)	-2385.79	0.00

COMBINAZIONI FREQUENTI IN ESERCIZIO - MASSIME TENSIONI NORMALI ED APERTURA FESSURE (NTC/EC2)

N°Comb	Ver	Sc max	Xc max	Yc max	Ss min	Xs min	Ys min	Ac eff.	As eff.
1	S	0.02	-105.0	72.5	-2.0	0.0	-62.5	1806	12.6
2	S	0.90	-25.0	-102.5	-35.3	81.8	67.5	4267	26.0

RELAZIONE DI CALCOLO IMPALCATI

COMBINAZIONI FREQUENTI IN ESERCIZIO - APERTURA FESSURE [§ 7.3.4 EC2]

Comb.	Ver	e1	e2	k2	Ø	Cf	e sm - e cm	sr max	wk	Mx fess	My fess
1	S	-0.00001	0.00000	0.500	40.0	230	0.00001 (0.00001)	1759	0.011 (0.40)	1360.40	0.00
2	S	-0.00018	0.00000	0.500	12.0	44	0.00011 (0.00011)	484	0.051 (0.40)	-2385.79	0.00

COMBINAZIONI QUASI PERMANENTI IN ESERCIZIO - MASSIME TENSIONI NORMALI ED APERTURA FESSURE (NTC/EC2)

N°Comb	Ver	Sc max	Xc max	Yc max	Ss min	Xs min	Ys min	Ac eff.	As eff.
1	S	0.53	-105.0	72.5	-55.2	0.0	-62.5	1806	12.6
2	S	0.68	-25.0	-102.5	-26.6	81.8	67.5	4267	26.0

COMBINAZIONI QUASI PERMANENTI IN ESERCIZIO - APERTURA FESSURE [§ 7.3.4 EC2]

Comb.	Ver	e1	e2	k2	Ø	Cf	e sm - e cm	sr max	wk	Mx fess	My fess
1	S	-0.00037	0.00000	0.500	40.0	230	0.00017 (0.00017)	1759	0.291 (0.30)	1360.40	0.00
2	S	-0.00014	0.00000	0.500	12.0	44	0.00008 (0.00008)	484	0.039 (0.30)	-2385.79	0.00

9.1.2 Verifica del traverso di testata

Il trasverso di testata è dimensionato per il sollevamento dell'impalcato.

L'ipotesi è di utilizzare n 2 martinetti nella posizione indicata.

Per la valutazione delle sollecitazioni in tale fase si è realizzato un modello di calcolo monodimensionale in cui il traverso risulta appoggiato in corrispondenza dei martinetti e sollecitato da azioni concentrate rappresentanti i carichi trasmessi dalle travi.

Le sollecitazioni ottenute, dovute ai soli permanenti, sono moltiplicate per il fattore 1.35.

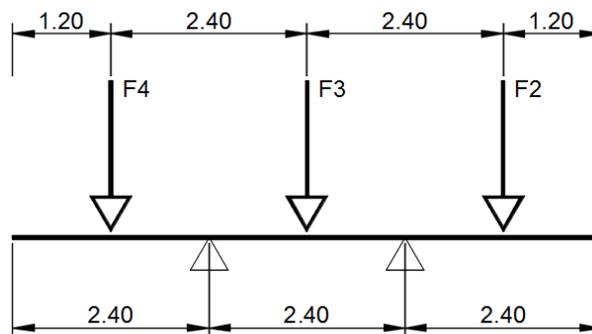


Figura 2 - Schema per il sollevamento

$F2 = 783.53 \text{ kN}$

$F3 = 719.34 \text{ kN}$

$F4 = 783.53 \text{ kN}$

RELAZIONE DI CALCOLO IMPALCATI

SLU

$$M_{\max} = -940.24 * 1.35 = -1269 \text{ KNm}$$

$$T_{\max} = 783.53 * 1.35 = 1058 \text{ KN}$$

Si dispongono 2 Ø 24 barre di widag per asola mentre in soletta sono presenti 1+1 Ø 12 /20

CARATTERISTICHE DI RESISTENZA DEI MATERIALI IMPIEGATI

CALCESTRUZZO -	Classe:	C45/55	
	Resis. compr. di progetto fcd:	25.5	MPa
	Resis. compr. ridotta fcd':	12.8	MPa
	Def.unit. max resistenza ec2:	0.0020	
	Def.unit. ultima ecu:	0.0035	
	Diagramma tensione-deformaz.:	Parabola-Rettangolo	
	Modulo Elastico Normale Ec:	36283.0	MPa
	Resis. media a trazione fctm:	3.79	MPa
ACCIAIO -	Tipo:	B450C	
	Resist. caratt. snervam. fyk:	450.0	MPa
	Resist. caratt. rottura ftk:	450.0	MPa
	Resist. snerv. di progetto fyd:	391.3	MPa
	Resist. ultima di progetto ftd:	391.3	MPa
	Deform. ultima di progetto Epu:	0.068	
	Modulo Elastico Ef	2000000	daN/cm ²
	Diagramma tensione-deformaz.:	Bilineare finito	

CARATTERISTICHE DOMINIO CALCESTRUZZO

Forma del Dominio:	Poligonale	
Classe Calcestruzzo:	C45/55	
N° vertice:	X [cm]	Y [cm]
1	-25.0	-102.5
2	-25.0	47.5
3	-105.0	47.5
4	-105.0	72.5
5	105.0	72.5
6	105.0	47.5
7	25.0	47.5
8	25.0	-102.5

DATI BARRE ISOLATE

N° Barra	X [cm]	Y [cm]	DiamØ [mm]
1	0.0	-62.5	40
2	0.0	2.5	40
3	-100.0	52.5	12
4	100.0	52.5	12
5	-100.0	67.5	12
6	100.0	67.5	12

DATI GENERAZIONI LINEARI DI BARRE

N° Gen.	Numero assegnato alla singola generazione lineare di barre
N° Barra Ini.	Numero della barra iniziale cui si riferisce la generazione
N° Barra Fin.	Numero della barra finale cui si riferisce la generazione
N° Barre	Numero di barre generate equidistanti cui si riferisce la generazione
Ø	Diametro in mm delle barre della generazione

RELAZIONE DI CALCOLO IMPALCATI

N°Gen.	N°Barra Ini.	N°Barra Fin.	N°Barre	Ø
1	5	6	9	12
2	0	0	10	12

ARMATURE A TAGLIO

Diametro staffe:	10 mm
Passo staffe:	19.2 cm
Staffe:	Una sola staffa chiusa perimetrale

CALCOLO DI RESISTENZA - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N°Comb.	N	Mx	Vy
1	0.00	-1269.00	1058.00

N Sforzo normale [kN] applicato nel Baric. (+ se di compressione)
 Mx Momento flettente [daNm] intorno all'asse X di riferimento delle coordinate con verso positivo se tale da comprimere il lembo sup. della sez.
 Vy Componente del Taglio [kN] parallela all'asse Y di riferimento delle coordinate

RISULTATI DEL CALCOLO

Sezione verificata

VERIFICHE DI RESISTENZA IN PRESSO-TENSO FLESSIONE ALLO STATO LIMITE ULTIMO

N°Comb	Ver	N	Mx	N Res	Mx Res	Mis.Sic.	As Tesa
1	S	0.00	-1269.00	0.00	-1969.84	1.55	51.1

Ver S = combinazione verificata / N = combin. non verificata
 N Sforzo normale assegnato [kN] nel baricentro B sezione cls.(positivo se di compressione)
 Mx Componente del momento assegnato [kNm] riferito all'asse x princ. d'inerzia
 N Res Sforzo normale resistente [kN] nel baricentro B sezione cls.(positivo se di compress.)
 Mx Res Momento flettente resistente [kNm] riferito all'asse x princ. d'inerzia
 Mis.Sic. Misura sicurezza = rapporto vettoriale tra (N r,Mx Res,My Res) e (N,Mx,My)
 Verifica positiva se tale rapporto risulta >=1.000
 As Tesa Area armature trave [cm²] in zona tesa. [Tra parentesi l'area minima ex (4.1.15)NTC]

METODO AGLI STATI LIMITE ULTIMI - DEFORMAZIONI UNITARIE ALLO STATO ULTIMO

N°Comb	ec max	x/d	Xc max	Yc max	es min	Xs min	Ys min	es max	Xs max	Ys max
1	0.00350	0.114	-25.0	-102.5	-0.00372	0.0	-62.5	-0.02719	100.0	67.5

ec max Deform. unit. massima del calcestruzzo a compressione
 x/d Rapporto di duttilità [§ 4.1.2.1.2.1 NTC] deve essere < 0.45
 Xc max Ascissa in cm della fibra corrisp. a ec max (sistema rif. X,Y,O sez.)
 Yc max Ordinata in cm della fibra corrisp. a ec max (sistema rif. X,Y,O sez.)
 es min Deform. unit. minima nell'acciaio (negativa se di trazione)
 Xs min Ascissa in cm della barra corrisp. a es min (sistema rif. X,Y,O sez.)
 Ys min Ordinata in cm della barra corrisp. a es min (sistema rif. X,Y,O sez.)
 es max Deform. unit. massima nell'acciaio (positiva se di compress.)
 Xs max Ascissa in cm della barra corrisp. a es max (sistema rif. X,Y,O sez.)
 Ys max Ordinata in cm della barra corrisp. a es max (sistema rif. X,Y,O sez.)

POSIZIONE ASSE NEUTRO PER OGNI COMB. DI RESISTENZA

a, b, c	Coeff. a, b, c nell'eq. dell'asse neutro $aX+bY+c=0$ nel rif. X,Y,O gen.
---------	--

RELAZIONE DI CALCOLO IMPALCATI

N°Comb	a	b	c	x/d	C.Rid.
1	0.000000000	-0.000180525	-0.015003788	0.114	0.700

VERIFICHE A TAGLIO

Diam. Staffe: 10 mm
Passo staffe: 19.2 cm [Passo massimo di normativa = 33.0 cm]

Ver S = comb. verificata a taglio / N = comb. non verificata
Ved Taglio di progetto [kN] = V_y ortogonale all'asse neutro
Vcd Taglio compressione resistente [kN] lato calcestruzzo [formula (4.1.28)NTC]
Vwd Taglio resistente [kN] assorbito dalle staffe [(4.1.18) NTC]
Dmed Altezza utile media pesata [cm] valutata lungo strisce ortog. all'asse neutro.
La resistenza delle travi è calcolata assumendo il valore di 0.9 Dmed come coppia interna.
I pesi della media sono le lunghezze delle strisce. (Sono escluse le strisce totalmente non compresse).
bw Larghezza media resistente a taglio [cm] misurate parallel. all'asse neutro
E' data dal rapporto tra l'area delle sopradette strisce resistenti e Dmed.
Ctg Cotangente dell'angolo di inclinazione dei puntoni di calcestruzzo
Acw Coefficiente maggiorativo della resistenza a taglio per compressione
Ast Area staffe+legature strettam. necessarie a taglio per metro di pil. [cm²/m]
A.Eff Area staffe+legature efficaci nella direzione del taglio di combinaz. [cm²/m]
Tra parentesi è indicata la quota dell'area relativa alle sole legature.
L'area della legatura è ridotta col fattore L/d_max con L=lungh.legat.proiettata sulla direz. del taglio e d_max= massima altezza utile nella direz.del taglio.

N°Comb	Ver	Ved	Vcd	Vwd	Dmed	bw	Ctg	Acw	Ast	A.Eff
1	S	1058.00	2928.10	1066.04	148.0	50.0	2.500	1.000	8.1	8.2(0.0)

9.2 SOLETTA

L'analisi delle sollecitazioni flettenti e taglianti nella direzione trasversale della soletta è stata sviluppata considerando una striscia di soletta di larghezza unitaria.

Si dispone armatura trasversale costituita da $\varnothing 12/20$ in zona tesa ed in zona compressa.

9.2.1 Verifiche trasversali della soletta: Campo intermedio

La soletta è interamente posizionata sul martello superiore delle travi, tuttavia per un calcolo degli effetti locali nel campo intermedio si considera uno schema semplificato di trave semi incastrata.

La verifica è condotta con riferimento alle sollecitazioni già calcolate al paragrafo 10.2 e di seguito riportate.

Combinazioni SLU

$M_{max} = 20.33$ KNm

$M_{min} = -18.60$ KNm

Combinazioni SLE

Rare

$M_{max} = 15.00$

$M_{min} = -13.74$

Frequenti

$M_{max} = 11.71$

RELAZIONE DI CALCOLO IMPALCATI

M min = -10.61

Quasi Permanenti

M max = 1.87

M min = -1.24

CARATTERISTICHE DI RESISTENZA DEI MATERIALI IMPIEGATI

CALCESTRUZZO -	Classe:	C32/40	
	Resis. compr. di progetto fcd:	18.8	MPa
	Def.unit. max resistenza ec2:	0.0020	
	Def.unit. ultima ecu:	0.0035	
	Diagramma tensione-deformaz.:	Parabola-Rettangolo	
	Modulo Elastico Normale Ec:	33643.0	MPa
	Resis. media a trazione fctm:	3.10	MPa
	Coeff. Omogen. S.L.E.:	15.00	
	Sc limite S.L.E. comb. Rare:	18.3	MPa
	Sc limite S.L.E. comb. Frequenti:	18.3	MPa
	Ap.Fessure limite S.L.E. comb. Frequenti:	0.200	mm
	Sc limite S.L.E. comb. Q.Permanenti:	13.3	MPa
	Ap.Fess.limite S.L.E. comb. Q.Perm.:	0.200	mm
	ACCIAIO -	Tipo:	B450C
Resist. caratt. snervam. fyk:		450.0	MPa
Resist. caratt. rottura ftk:		450.0	MPa
Resist. snerv. di progetto fyd:		391.3	MPa
Resist. ultima di progetto ftd:		391.3	MPa
Deform. ultima di progetto Epu:		0.068	
Modulo Elastico Ef		2000000	daN/cm ²
Diagramma tensione-deformaz.:		Bilineare finito	
Coeff. Aderenza istantaneo $\beta_1 \cdot \beta_2$:		1.00	
Coeff. Aderenza differito $\beta_1 \cdot \beta_2$:		0.50	
Sf limite S.L.E. Comb. Rare:		337.50	MPa

CARATTERISTICHE DOMINIO CALCESTRUZZO

Forma del Dominio: Poligonale
Classe Calcestruzzo: C32/40

N°vertice:	X [cm]	Y [cm]
1	-50.0	0.0
2	-50.0	25.0
3	50.0	25.0
4	50.0	0.0

DATI BARRE ISOLATE

N°Barra	X [cm]	Y [cm]	DiamØ[mm]
1	-45.2	4.8	16
2	-45.2	20.2	16
3	45.2	20.2	16
4	45.2	4.8	16
5	-35.0	4.8	14
6	35.0	4.8	14

DATI GENERAZIONI LINEARI DI BARRE

RELAZIONE DI CALCOLO IMPALCATI

N°Gen.	Numero assegnato alla singola generazione lineare di barre
N°Barra Ini.	Numero della barra iniziale cui si riferisce la generazione
N°Barra Fin.	Numero della barra finale cui si riferisce la generazione
N°Barre	Numero di barre generate equidistanti cui si riferisce la generazione
Ø	Diametro in mm delle barre della generazione

N°Gen.	N°Barra Ini.	N°Barra Fin.	N°Barre	Ø
1	1	4	3	16
2	2	3	3	16
3	5	6	3	14

CALCOLO DI RESISTENZA - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N	Sforzo normale [kN] applicato nel Baric. (+ se di compressione)
Mx	Momento flettente [daNm] intorno all'asse X di riferimento delle coordinate con verso positivo se tale da comprimere il lembo sup. della sez.
Vy	Componente del Taglio [kN] parallela all'asse Y di riferimento delle coordinate

N°Comb.	N	Mx	Vy
1	0.00	20.33	0.00
2	0.00	-18.60	0.00

COMB. RARE (S.L.E.) - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N	Sforzo normale [kN] applicato nel Baricentro (+ se di compressione)
Mx	Momento flettente [kNm] intorno all'asse X di riferimento (tra parentesi Mom.Fessurazione) con verso positivo se tale da comprimere il lembo superiore della sezione

N°Comb.	N	Mx	My
1	0.00	15.00	0.00
2	0.00	-13.74	0.00

COMB. FREQUENTI (S.L.E.) - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N	Sforzo normale [kN] applicato nel Baricentro (+ se di compressione)
Mx	Momento flettente [kNm] intorno all'asse X di riferimento (tra parentesi Mom.Fessurazione) con verso positivo se tale da comprimere il lembo superiore della sezione

N°Comb.	N	Mx	My
1	0.00	11.71 (39.32)	0.00 (0.00)
2	0.00	-10.61 (-37.44)	0.00 (0.00)

COMB. QUASI PERMANENTI (S.L.E.) - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N	Sforzo normale [kN] applicato nel Baricentro (+ se di compressione)
Mx	Momento flettente [kNm] intorno all'asse X di riferimento (tra parentesi Mom.Fessurazione) con verso positivo se tale da comprimere il lembo superiore della sezione

N°Comb.	N	Mx	My
1	0.00	1.87 (39.32)	0.00 (0.00)
2	0.00	-1.24 (-37.44)	0.00 (0.00)

RISULTATI DEL CALCOLO

RELAZIONE DI CALCOLO IMPALCATI

Sezione verificata per tutte le combinazioni assegnate

Copriferro netto minimo barre longitudinali:	4.0 cm
Interferro netto minimo barre longitudinali:	3.6 cm

VERIFICHE DI RESISTENZA IN PRESSO-TENSO FLESSIONE ALLO STATO LIMITE ULTIMO

Ver	S = combinazione verificata / N = combin. non verificata
N	Sforzo normale assegnato [kN] nel baricentro B sezione cls.(positivo se di compressione)
Mx	Componente del momento assegnato [kNm] riferito all'asse x princ. d'inerzia
N Res	Sforzo normale resistente [kN] nel baricentro B sezione cls.(positivo se di compress.)
Mx Res	Momento flettente resistente [kNm] riferito all'asse x princ. d'inerzia
Mis.Sic.	Misura sicurezza = rapporto vettoriale tra (N r,Mx Res,My Res) e (N,Mx,My) Verifica positiva se tale rapporto risulta >=1.000
As Tesa	Area armature trave [cm ²] in zona tesa. [Tra parentesi l'area minima ex (4.1.15)NTC]

N°Comb	Ver	N	Mx	N Res	Mx Res	Mis.Sic.	As Tesa
1	S	0.00	20.33	0.00	127.26	6.26	17.7(3.6)
2	S	0.00	-18.60	0.00	-79.81	4.29	27.8(3.6)

METODO AGLI STATI LIMITE ULTIMI - DEFORMAZIONI UNITARIE ALLO STATO ULTIMO

ec max	Deform. unit. massima del calcestruzzo a compressione
x/d	Rapporto di duttilità [§ 4.1.2.1.2.1 NTC] deve essere < 0.45
Xc max	Ascissa in cm della fibra corrisp. a ec max (sistema rif. X,Y,O sez.)
Yc max	Ordinata in cm della fibra corrisp. a ec max (sistema rif. X,Y,O sez.)
es min	Deform. unit. minima nell'acciaio (negativa se di trazione)
Xs min	Ascissa in cm della barra corrisp. a es min (sistema rif. X,Y,O sez.)
Ys min	Ordinata in cm della barra corrisp. a es min (sistema rif. X,Y,O sez.)
es max	Deform. unit. massima nell'acciaio (positiva se di compress.)
Xs max	Ascissa in cm della barra corrisp. a es max (sistema rif. X,Y,O sez.)
Ys max	Ordinata in cm della barra corrisp. a es max (sistema rif. X,Y,O sez.)

N°Comb	ec max	x/d	Xc max	Yc max	es min	Xs min	Ys min	es max	Xs max	Ys max
1	0.00350	0.232	-50.0	25.0	-0.00009	45.2	20.2	-0.01159	-45.2	4.8
2	0.00350	0.201	-50.0	0.0	-0.00064	-45.2	4.8	-0.01391	45.2	20.2

POSIZIONE ASSE NEUTRO PER OGNI COMB. DI RESISTENZA

a, b, c	Coeff. a, b, c nell'eq. dell'asse neutro aX+bY+c=0 nel rif. X,Y,O gen.
x/d	Rapp. di duttilità (travi e solette)[§ 4.1.2.1.2.1 NTC]: deve essere < 0.45
C.Rid.	Coeff. di riduz. momenti per sola flessione in travi continue

N°Comb	a	b	c	x/d	C.Rid.
1	0.000000000	0.000747243	-0.015181064	0.232	0.730
2	0.000000000	-0.000861770	0.003500000	0.201	0.700

COMBINAZIONI RARE IN ESERCIZIO - MASSIME TENSIONI NORMALI ED APERTURA FESSURE (NTC/EC2)

Ver	S = comb. verificata/ N = comb. non verificata
Sc max	Massima tensione (positiva se di compressione) nel calcestruzzo [MPa]
Xc max, Yc max	Ascissa, Ordinata [cm] del punto corrisp. a Sc max (sistema rif. X,Y,O)
Ss min	Minima tensione (negativa se di trazione) nell'acciaio [MPa]
Xs min, Ys min	Ascissa, Ordinata [cm] della barra corrisp. a Ss min (sistema rif. X,Y,O)
Ac eff.	Area di calcestruzzo [cm ²] in zona tesa considerata aderente alle barre
As eff.	Area barre [cm ²] in zona tesa considerate efficaci per l'apertura delle fessure

N°Comb	Ver	Sc max	Xc max	Yc max	Ss min	Xs min	Ys min	Ac eff.	As eff.
1	S	1.97	-50.0	25.0	-48.7	-45.2	4.8	600	17.7

RELAZIONE DI CALCOLO IMPALCATI

2 S 2.18 -50.0 0.0 -76.9 22.6 20.2 630 10.1

COMBINAZIONI RARE IN ESERCIZIO - APERTURA FESSURE [§ 7.3.4 EC2]

La sezione viene assunta sempre fessurata anche nel caso in cui la trazione minima del calcestruzzo sia inferiore a f_{ctm}

Ver.	Esito della verifica
e1	Massima deformazione unitaria di trazione nel calcestruzzo (trazione -) valutata in sezione fessurata
e2	Minima deformazione unitaria di trazione nel calcestruzzo (trazione -) valutata in sezione fessurata
k1	= 0.8 per barre ad aderenza migliorata [eq.(7.11)EC2]
kt	= 0.4 per comb. quasi permanenti / = 0.6 per comb.frequenti [cfr. eq.(7.9)EC2]
k2	= 0.5 per flessione; $= (e1 + e2)/(2 \cdot e1)$ per trazione eccentrica [eq.(7.13)EC2]
k3	= 3.400 Coeff. in eq.(7.11) come da annessi nazionali
k4	= 0.425 Coeff. in eq.(7.11) come da annessi nazionali
Ø	Diametro [mm] equivalente delle barre tese comprese nell'area efficace $A_{c\ eff}$ [eq.(7.11)EC2]
Cf	Copriferro [mm] netto calcolato con riferimento alla barra più tesa
e _{sm} - e _{cm}	Differenza tra le deformazioni medie di acciaio e calcestruzzo [(7.8)EC2 e (C4.1.7)NTC] Tra parentesi: valore minimo = $0.6 \cdot S_{max} / E_s$ [(7.9)EC2 e (C4.1.8)NTC]
sr _{max}	Massima distanza tra le fessure [mm]
wk	Apertura fessure in mm calcolata = $sr_{max} \cdot (e_{sm} - e_{cm})$ [(7.8)EC2 e (C4.1.7)NTC]. Valore limite tra parentesi
Mx _{fess.}	Componente momento di prima fessurazione intorno all'asse X [kNm]
My _{fess.}	Componente momento di prima fessurazione intorno all'asse Y [kNm]

Comb.	Ver	e1	e2	k2	Ø	Cf	e _{sm} - e _{cm}	sr _{max}	wk	Mx _{fess.}	My _{fess.}
1	S	-0.00034	0.00000	0.500	15.1	40	0.00015 (0.00015)	223	0.032 (0.20)	39.32	0.00
2	S	-0.00051	0.00000	0.500	16.0	40	0.00023 (0.00023)	306	0.071 (0.20)	-37.44	0.00

COMBINAZIONI FREQUENTI IN ESERCIZIO - MASSIME TENSIONI NORMALI ED APERTURA FESSURE (NTC/EC2)

N°Comb	Ver	Sc _{max}	Xc _{max}	Yc _{max}	Ss _{min}	Xs _{min}	Ys _{min}	Ac _{eff.}	As _{eff.}
1	S	1.54	-50.0	25.0	-38.0	-45.2	4.8	600	17.7
2	S	1.68	-50.0	0.0	-59.4	22.6	20.2	630	10.1

COMBINAZIONI FREQUENTI IN ESERCIZIO - APERTURA FESSURE [§ 7.3.4 EC2]

Comb.	Ver	e1	e2	k2	Ø	Cf	e _{sm} - e _{cm}	sr _{max}	wk	Mx _{fess.}	My _{fess.}
1	S	-0.00026	0.00000	0.500	15.1	40	0.00011 (0.00011)	223	0.025 (0.20)	39.32	0.00
2	S	-0.00040	0.00000	0.500	16.0	40	0.00018 (0.00018)	306	0.055 (0.20)	-37.44	0.00

COMBINAZIONI QUASI PERMANENTI IN ESERCIZIO - MASSIME TENSIONI NORMALI ED APERTURA FESSURE (NTC/EC2)

N°Comb	Ver	Sc _{max}	Xc _{max}	Yc _{max}	Ss _{min}	Xs _{min}	Ys _{min}	Ac _{eff.}	As _{eff.}
1	S	0.25	-50.0	25.0	-6.1	-45.2	4.8	600	17.7
2	S	0.20	-50.0	0.0	-6.9	22.6	20.2	630	10.1

COMBINAZIONI QUASI PERMANENTI IN ESERCIZIO - APERTURA FESSURE [§ 7.3.4 EC2]

Comb.	Ver	e1	e2	k2	Ø	Cf	e _{sm} - e _{cm}	sr _{max}	wk	Mx _{fess.}	My _{fess.}
1	S	-0.00004	0.00000	0.500	15.1	40	0.00002 (0.00002)	223	0.004 (0.20)	39.32	0.00
2	S	-0.00005	0.00000	0.500	16.0	40	0.00002 (0.00002)	306	0.006 (0.20)	-37.44	0.00

9.2.2 Verifiche trasversali della soletta: sbalzo

In direzione trasversale è eseguita la verifica allo SLU e allo Stato Limite di Fessurazione dello sbalzo maggiore applicando le seguenti azioni:

peso proprio;

RELAZIONE DI CALCOLO IMPALCATI

peso marciapiede e cordoli;

barriera di sicurezza;

svio.

La forza orizzontale di svio agente su un montante della barriera, calcolata come la forza capace di plasticizzare la sezione di base del montante stesso, è diffusa con un angolo di 45° fino alla mezzeria della sezione. Alla forza orizzontale d'urto su sicurvia è associato un carico verticale isolato sulla sede stradale costituito dal Secondo Schema di Carico, posizionato in adiacenza al sicurvia stesso e disposto nella posizione più gravosa.

Come luce di calcolo si utilizza la luce maggiore tra i cavalcavia aventi tipologie geometriche paragonabili. La verifica è effettuata, nella zona tipica in corrispondenza dell'incastro della mensola.

Le tabelle seguenti riportano le caratteristiche geometriche, le sollecitazioni e le verifiche delle sezioni considerate. Come si può notare le verifiche risultano soddisfatte disponendo un'armatura in zona tesa pari a 2Ø14/20. L'armatura a taglio considerata è pari a quella del traliccio della predalle.

L'ampiezza delle fessure è inferiore a 0.2 mm in combinazione frequente e a 0.2 mm in combinazione quasi permanente come richiede la normativa per condizioni ambientali aggressive ed armatura poco sensibile.

RELAZIONE DI CALCOLO IMPALCATI

VERIFICA DELLO SBALZO DI SOLETTA

LAVORO: 1 Attraversamento idraulico km 3+544 su strada secondaria
OPERA: -

1. Geometria e carichi

Peso proprio delle strutture:

P_{slt} =	-6.25	[kN/m ²]	Peso della soletta
L_{slt} =	1.55	[m]	Lunghezza della soletta
s =	0.25	[m]	Spessore della soletta

Carichi permanenti portati:

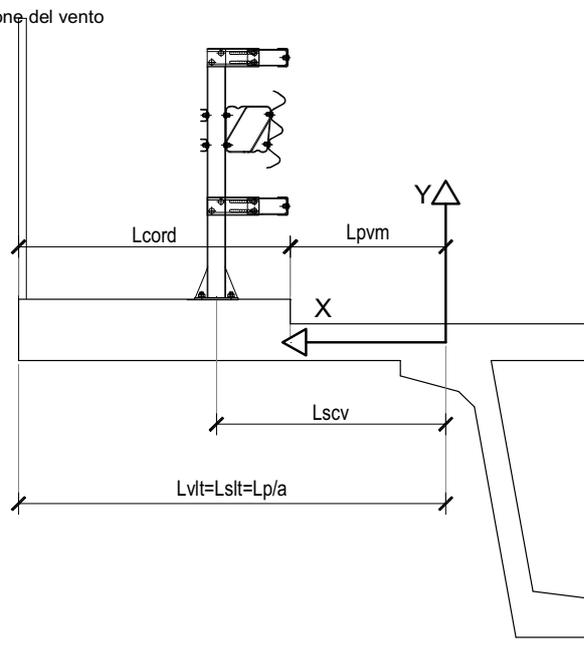
P_{pvm} =	-3.00	[kN/m ²]	Peso della pavimentazione
L_{pvm} =	0.80	[m]	Lunghezza della pavimentazione
s_1 =	0.11	[m]	Spessore della pavimentazione

P_{oord} =	-4.00	[kN/m ²]	Peso della parte di cordolo eccedente la soletta
L_{oord} =	0.75	[m]	Larghezza del cordolo
h_{oord} =	0.16	[m]	Altezza della parte di cordolo eccedente la soletta

P_{scv} =	-2.50	[kN/m]	Peso del sicurvia
L_{scv} =	1.30	[m]	Distanza del sicurvia dall'asse trave
$P_{p/a}$ =	0.00	[kN/m]	Peso del parapetto o della barriera anti-rumore
$L_{p/a}$ =	1.35	[m]	Distanza del parapetto o della barriera anti-rumore dall'asse trave
$H_{p/a}$ =	0.90	[m]	Altezza del parapetto o della barriera anti-rumore
P_{vit} =	-2.00	[kN/m]	Peso della veletta
L_{vit} =	1.55	[m]	Distanza della veletta dall'asse trave

Azione del vento:

P_{vento} =	0.00	[kN/m]	Azione del vento
---------------	------	--------	------------------



RELAZIONE DI CALCOLO IMPALCATI

Carichi mobili sulla carreggiata:

P =	-150	[kN]	Peso della singola ruota del mezzo
b _{0, long} =	0.40	[m]	Dimensione longitudinale normativa dell'impronta sulla pavimentazione
b _{0, trasv} =	0.40	[m]	Dimensioni trasversale normativa dell'impronta sulla pavimentazione
b _{vert} =	0.87	[m]	Dimensione longitudinale dell'impronta diffusa verticalmente
Nr _{0, ruote} =	2		Numero ruote del mezzo convenzionale
i _{q1, a long} =	1.20	[m]	Interasse longitudinale normativo tra le impronte
B _{coll, c} =	5.27	[m]	Larghezza collaborante relativa alla ruota disposta lato cordolo
q ₂ =	1.00		Coefficiente di incremento dinamico addizionale per le verifiche in giunto
q ₅ =	0.00	[kN/m ²]	Carico della folla

Ulteriori azioni concentrate:

L =	0.00	[m]	Distanza tra il punto di applicazione della forza e l'asse trave
N _k =	0.00	[kN/m]	Sforzo normale caratteristico al baricentro della soletta
V _k =	0.00	[kN/m]	Taglio caratteristico al baricentro della soletta
M _k =	0.00	[kNm/m]	Momento flettente caratteristico al baricentro della soletta

2. Azioni caratteristiche

Sez.	Ascissa [m]	Peso proprio		Permanenti		Mobili		Vento		Svio			Ulteriori azioni		
		V _{k, perm} [kN/m]	M _{k, perm} [kNm/m]	V _{k, perm} [kN/m]	M _{k, perm} [kNm/m]	V _{k, var} [kN/m]	M _{k, var} [kNm/m]	N _{k, vento} [kN/m]	M _{k, vento} [kNm/m]	N _{k, svio} [kN/m]	V _{k, svio} [kNm]	M _{k, svio} [kNm/m]	N _k [kN/m]	V _k [kNm/m]	M _k [kNm/m]
1	0.00	-9.7	-7.5	-9.9	-10.8	-56.9	-34.2	0.0	0.0	35.1	-47.4	-68.7	0.0	0.0	0.0

3. Combinazioni ed azioni di calcolo

		PP	Perm	Mobili	Vento	Svio	Ult az.
Comb.1	SLU	1.35	1.35	1.35	0.00	0.00	0.00
Comb.2	SLE R	1.00	1.00	0.75	0.00	0.00	0.00
Comb.3	SLE F	1.00	1.00	0.75	0.00	0.00	0.00
Comb.4	SLE QP	1.00	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Comb.5	ECC	1.00	1.00	0.00	0.00	1.00	0.00

Sez.	Ascissa	Combinazione 1: SLU			Combinazione 2: SLE R			Combinazione 3: SLE F			Combinazione 4: SLE QP		
		N _d [kN/m]	V _d [kN/m]	M _d [kNm/m]	N _d [kN/m]	V _d [kN/m]	M _d [kNm/m]	N _d [kN/m]	V _d [kN/m]	M _d [kNm/m]	N _d [kN/m]	V _d [kN/m]	M _d [kNm/m]
1	0.00	0.0	-103.3	-70.9	0.0	-62.3	-44.0	0.0	-62.3	-44.0	0.0	-19.6	-18.3

Sez.	Ascissa	Combinazione 5: ECC			Combinazione 6:			Combinazione 7:			Combinazione 8:		
		N _d [kN/m]	V _d [kN/m]	M _d [kNm/m]	N _d [kN/m]	V _d [kN/m]	M _d [kNm/m]	N _d [kN/m]	V _d [kN/m]	M _d [kNm/m]	N _d [kN/m]	V _d [kN/m]	M _d [kNm/m]
1	0.00	35.1	-67.0	-87.0									

RELAZIONE DI CALCOLO IMPALCATI

5. Dati di calcolo per le verifiche

Caratteristiche dei materiali:

Calcestruzzo

$R_{ck} =$	40	[N/mm ²]	Resistenza a compressione cubica caratteristica del calcestruzzo a 28 gg
$f_{ck} =$	32	[N/mm ²]	Resistenza a compressione cilindrica caratteristica del calcestruzzo a 28 gg
$f_{cd} =$	18.13	[N/mm ²]	Valore di calcolo della resistenza a compressione cilindrica
$f_{cm} =$	40	[N/mm ²]	Valore medio della resistenza cilindrica a compressione
$f_{ctm} =$	3.02	[N/mm ²]	Valore medio della resistenza a trazione del calcestruzzo
$f_{ctk,0.05} =$	2.12	[N/mm ²]	Valore caratteristico inferiore della resistenza a trazione (frattile 5%)
$f_{ctk,0.95} =$	3.93	[N/mm ²]	Valore caratteristico superiore della resistenza a trazione (frattile 95%)
$f_{ctd} =$	1.41	[N/mm ²]	Valore di calcolo della resistenza a trazione
$E_{cm} =$	33346	[N/mm ²]	Valore medio del modulo secante

Acciaio

$f_{yk} =$	450	[N/mm ²]	Tensione di snervamento caratteristica dell'armatura ordinaria
$f_{yd} =$	391.30	[N/mm ²]	Tensione di snervamento di calcolo dell'armatura ordinaria
$E_s =$	210000	[N/mm ²]	Modulo di elasticità dell'armatura ordinaria o di precompressione

Caratteristiche geometriche delle sezioni di calcolo:

Sez.	Ascissa	Sezione		Armatura inferiore			Armatura superiore			Armatura a taglio		
		b	h	A_s	(c+ ϕ /2)	ϕ	A_s	(c+ ϕ /2)	ϕ	$A_{sw/s}$	θ	α
		[cm]	[cm]	[cm ²]	[cm]	[mm]	[cm ²]	[cm]	[mm]	[cm ² /m]	[°]	[°]
1	0.00	100.0	25.0	5.7	6.6	12	15.4	5.7	14	19.6	45.0	90.0

Leggenda dei simboli in tabella

b =	Larghezza della sezione
h =	Altezza della sezione
d =	Altezza utile della sezione trasversale
$A_s =$	Area dell'armatura longitudinale
(c+ ϕ /2) =	Distanza tra il lembo della sezione e l'asse dei ferri longitudinali
$\phi_{eq} =$	Diametro medio delle barre d'armatura longitudinali
$A_{sw/s} =$	Area della sezione trasversale dell'armatura a taglio, per metro lineare
$\theta =$	Angolo tra le bielle di calcestruzzo e l'asse longitudinale dell'elemento
$\alpha =$	Angolo tra l'armatura a taglio e l'asse longitudinale dell'elemento

RELAZIONE DI CALCOLO IMPALCATI

6. Verifiche allo stato limite ultimo

$\mu_{lim} =$	0.252	Valore limite del momento flettente ridotto
$\omega_{lim} =$	0.316	Valore limite del rapporto meccanico della sola armatura tesa
$v_{taglio} =$	0.540	Fattore di efficienza per le verifiche a taglio

COMBINAZIONE SLU

Verifiche a flessione:

Sez.	Ascissa	N_{Ed} [kN]	M_{Ed} [kNm]	$(c+\phi/2)_t$ [cm]	d [cm]	Solicitazioni adimensionali					Lembo teso			Lembo compresso	
						μ_{sd}	$\mu_{sd} \cdot \mu_{lim}$	ω_0	$\Delta\omega$	v	$A_{s, nec}$ [cm ²]	$A_{s, min}$ [cm ²]	$A_{s, disp}$ [cm ²]	$A_{s, nec}$ [cm ²]	$A_{s, disp}$ [cm ²]
1	0.00	0.0	-70.9	5.7	19.3	0.1049	0.00	0.12	0.00	0.00	10.4	3.4	15.4	0.0	5.7

Verifiche a taglio:

Sez.	Ascissa	V_{Ed} [kN]	Resistenze di calcolo			Armatura		
			$V_{Rd,c}$ [kN]	θ_{staffe} [°]	$V_{Rd,max}$ [kN]	$A_{sw/s, nec}$ [cm ² /m]	$A_{sw/s, disp}$ [cm ² /m]	$A_{sw/s, min}$ [cm ² /m]
1	0.00	-103.3	136.4	21.8	543.1	no nec.	19.6	10.06

Legenda dei simboli in tabella

$N_{sd} =$	Sforzo normale di calcolo
$M_{sd} =$	Momento flettente di calcolo
$V_{sd} =$	Taglio di calcolo
$(c+\phi/2)_t =$	Distanza tra il lembo teso della sezione e l'asse dei ferri longitudinali tesi
d =	Altezza utile della sezione trasversale
$\mu_{sd} =$	Momento flettente ridotto
$\omega_0 =$	Rapporto meccanico della sola armatura tesa
$\Delta\omega =$	Rapporto meccanico della sola armatura compressa, se necessaria
v =	Sforzo normale ridotto
$A_{s, nec} =$	Area dell'armatura longitudinale necessaria
$A_{s, min} =$	Area dell'armatura longitudinale minima
$A_{s, disp} =$	Area dell'armatura longitudinale disposta
$V_{rd1} =$	Resistenza a taglio di calcolo della sezione priva di armatura a taglio
$\theta =$	Angolo tra le bielle di calcestruzzo e l'asse longitudinale dell'elemento
$V_{rd2} =$	Massima forza di taglio di calcolo che può essere sopportata senza rottura dell'anima
$A_{sw/s, nec} =$	Area della sezione trasversale dell'armatura a taglio necessaria, per metro lineare
$A_{sw/s, disp} =$	Area della sezione trasversale dell'armatura a taglio disposta, per metro lineare
$A_{sw/s, min} =$	Area della sezione trasversale dell'armatura a taglio minima, per metro lineare

RELAZIONE DI CALCOLO IMPALCATI

6*. Verifiche allo stato limite ultimo: azioni eccezionali

$\mu_{lim} =$	0.252	Valore limite del momento flettente ridotto
$\omega_{lim} =$	0.316	Valore limite del rapporto meccanico della sola armatura tesa
$v_{taglio} =$	0.540	Fattore di efficienza per le verifiche a taglio

COMBINAZIONE ECC

Verifiche a flessione:

Sez.	Ascissa	N_{Ed} [kN]	M_{Ed} [kNm]	$(c+\phi/2)_t$ [cm]	d [cm]	Solicitazioni adimensionali					Lembo teso			Lembo compresso	
						μ_{sd}	$\mu_{sd} \cdot \mu_{lim}$	ω_0	$\Delta\omega$	v	$A_{s, nec}$ [cm ²]	$A_{s, min}$ [cm ²]	$A_{s, disp}$ [cm ²]	$A_{s, nec}$ [cm ²]	$A_{s, disp}$ [cm ²]
1	0.00	35.1	-87.0	5.7	19.3	0.1253	0.00	0.14	0.00	0.01	13.3	3.4	15.4	0.0	5.7

Verifiche a taglio:

Sez.	Ascissa	V_{Ed} [kN]	Resistenze di calcolo			Armatura		
			$V_{Rd,c}$ [kN]	θ_{staffe} [°]	$V_{Rd,max}$ [kN]	$A_{sw/s, nec}$ [cm ² /m]	$A_{sw/s, disp}$ [cm ² /m]	$A_{sw/s, min}$ [cm ² /m]
1	0.00	-67.0	140.4	21.8	543.1	no nec.	19.6	10.06

Legenda dei simboli in tabella

$N_{sd} =$	Sforzo normale di calcolo
$M_{sd} =$	Momento flettente di calcolo
$V_{sd} =$	Taglio di calcolo
$(c+\phi/2)_t =$	Distanza tra il lembo teso della sezione e l'asse dei ferri longitudinali tesi
d =	Altezza utile della sezione trasversale
$\mu_{sd} =$	Momento flettente ridotto
$\omega_0 =$	Rapporto meccanico della sola armatura tesa
$\Delta\omega =$	Rapporto meccanico della sola armatura compressa, se necessaria
v =	Sforzo normale ridotto
$A_{s, nec} =$	Area dell'armatura longitudinale necessaria
$A_{s, min} =$	Area dell'armatura longitudinale minima
$A_{s, disp} =$	Area dell'armatura longitudinale disposta
$V_{rd1} =$	Resistenza a taglio di calcolo della sezione priva di armatura a taglio
$\theta =$	Angolo tra le bielle di calcestruzzo e l'asse longitudinale dell'elemento
$V_{rd2} =$	Massima forza di taglio di calcolo che può essere sopportata senza rottura dell'anima
$A_{sw/s, nec} =$	Area della sezione trasversale dell'armatura a taglio necessaria, per metro lineare
$A_{sw/s, disp} =$	Area della sezione trasversale dell'armatura a taglio disposta, per metro lineare
$A_{sw/s, min} =$	Area della sezione trasversale dell'armatura a taglio minima, per metro lineare

RELAZIONE DI CALCOLO IMPALCATI

7. Verifiche allo stato limite di fessurazione

$k_t =$	0.6	Fattore dipendente dalla durata del carico
$k_1 =$	0.8	Coefficiente che tiene conto delle proprietà di aderenza delle barre
$k_3 =$	3.4	Coefficiente per il calcolo della distanza massima tra le fessure
$k_4 =$	0.425	Coefficiente per il calcolo della distanza massima tra le fessure

COMBINAZIONE SLE F

$w_{k,lim sup} =$	0.2	[mm]	Apertura massima teorica delle fessure all'estradosso della soletta
$w_{k,lim inf} =$	0.2	[mm]	Apertura massima teorica delle fessure all'intradosso della soletta

Sez.	Ascissa				Armatura tesa			Armatura compressa		$A_{c, eff}$ [cm ²]	x [cm]
		N_k [kN]	M_k [kNm]		A_s [cm ²]	(c+ ϕ /2) [cm]	ϕ [mm]	A_s [cm ²]	(c+ ϕ /2) [cm]		
1	0.00	0.0	-44.0		15.4	5.7	14.0	5.7	6.6	1425.0	7.3

Sez.	Ascissa	N_k [kN]	M_k [kNm]	M_{fess} [kNm]	σ_s [N/mm ²]	σ_{sr} [N/mm ²]	ρ_r	k_2	$\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm}$ ‰	s_{rm} [mm]	w_k [mm]
1	0.00	0.0	-44.0	35.8	170.4	138.7	0.0108	0.5	0.0005	390.316	0.190

COMBINAZIONE SLE QP

$w_{k,lim sup} =$	0.2	[mm]	Apertura massima teorica delle fessure all'estradosso della soletta
$w_{k,lim inf} =$	0.2	[mm]	Apertura massima teorica delle fessure all'intradosso della soletta

Sez.	Ascissa				Armatura tesa			Armatura compressa		$A_{c, eff}$ [cm ²]	x [cm]
		N_k [kN]	M_k [kNm]		A_s [cm ²]	(c+ ϕ /2) [cm]	ϕ [mm]	A_s [cm ²]	(c+ ϕ /2) [cm]		
1	0.00	0.0	-18.3		15.4	5.7	14.0	5.7	6.6	1425.0	7.3

Sez.	Ascissa	N_k [kN]	M_k [kNm]	M_{fess} [kNm]	σ_s [N/mm ²]	σ_{sr} [N/mm ²]	ρ_r	k_2	$\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm}$ ‰	s_{rm} [mm]	w_k [mm]
1	0.00	0.0	-18.3	35.8	71.1	138.7	0.0108	0.5	0.0002	0.000	0.000

Legenda dei simboli in tabella

$N_k =$	Sforzo normale di calcolo
$M_k =$	Momento flettente di calcolo
$M_{fess} =$	Momento flettente che induce la prima fessura
$A_s =$	Area dell'armatura longitudinale
(c+ ϕ /2) =	Distanza tra il lembo della sezione e l'asse dei ferri longitudinali
$\phi_{eq} =$	Diametro equivalente delle barre d'armatura longitudinali
$A_{c, eff} =$	Area di trazione efficace
x =	Distanza del lembo compresso dall'asse neutro
$\sigma_s =$	Tensione nell'armatura tesa calcolata nella sezione fessurata
$\sigma_{sr} =$	Tensione nell'armatura tesa calcolata nella sezione fessurata e nella condizione di carico che induce la prima fessura
$\rho_r =$	Rapporto di armatura efficace
$k_2 =$	Coefficiente che tiene conto della forma del diagramma delle deformazioni
$\epsilon_{sm} =$	Deformazione media che tiene conto, nella combinazione di carico considerata, degli effetti del "tension stiffening", del ritiro, ecc.
$s_{rm} =$	Distanza media finale tra le fessure
$w_k =$	Ampiezza di calcolo delle fessure

MANDATARIA:

MANDANTI:

RELAZIONE DI CALCOLO IMPALCATI

8. Verifiche allo stato limite delle tensioni di esercizio

COMBINAZIONE SLE R

$\sigma_{c,lim} = 19.20$ [N/mm²] Tensione limite nel calcestruzzo
 $\sigma_{s,lim} = 360$ [N/mm²] Tensione limite nell'acciaio

Sez.	Ascissa	N _k [kN]	M _k [kNm]	Armatura tesa		Armatura compressa		x [cm]	σ_c [N/mm ²]	σ_s [N/mm ²]	$\sigma_c/f_{ck} - \sigma_s/f_{yk}$
				A _s [cm ²]	(c+ ϕ /2) [cm]	A _s [cm ²]	(c+ ϕ /2) [cm]				
1	0.00	0.0	-44.0	15.4	5.7	5.7	6.6	7.3	-7.0	170.4	0.22 - 0.38

COMBINAZIONE SLE QP

$\sigma_{c,lim} = 14.40$ [N/mm²] Tensione limite nel calcestruzzo
 $\sigma_{s,lim} = 360$ [N/mm²] Tensione limite nell'acciaio

Sez.	Ascissa	N _k [kN]	M _k [kNm]	Armatura tesa		Armatura compressa		x [cm]	σ_c [N/mm ²]	σ_s [N/mm ²]	$\sigma_c/f_{ck} - \sigma_s/f_{yk}$
				A _s [cm ²]	(c+ ϕ /2) [cm]	A _s [cm ²]	(c+ ϕ /2) [cm]				
1	0.00	0.0	-18.3	15.4	5.7	5.7	6.6	7.3	-2.9	71.1	0.09 - 0.16

Legenda dei simboli in tabella

N_k = Sforzo normale di calcolo
M_k = Momento flettente di calcolo
A_s = Area dell'armatura longitudinale
(c+ ϕ /2) = Distanza tra il lembo della sezione e l'asse dei ferri longitudinali
x = Distanza del lembo compresso dall'asse neutro
 σ_c = Tensione di compressione nel calcestruzzo
 σ_s = Tensione di trazione nelle barre d'armatura

10 APPOGGI E GIUNTI

Il dimensionamento degli apparecchi di appoggio è eseguito a valle delle analisi statiche e sismiche, in relazione alle azioni trasmesse per effetto dei carichi applicati ed agli spostamenti relativi tra impalcato e le spalle. La terna di assi di riferimento per le sollecitazioni, ha x nella direzione dell'asse longitudinale d'impalcato, y disposto trasversalmente all'impalcato e z verticale positivo verso l'alto. Le azioni elementari sulle spalle in asse all'impalcato sono riportate nel paragrafo §**Errore. L'origine riferimento non è stata trovata.**

Lo schema di vincolamento è riportato nella figura sottostante per l'attraversamento idraulico su asse principale e quello su strada secondaria.

Figura 10.1: Schema di vincolamento asse principale

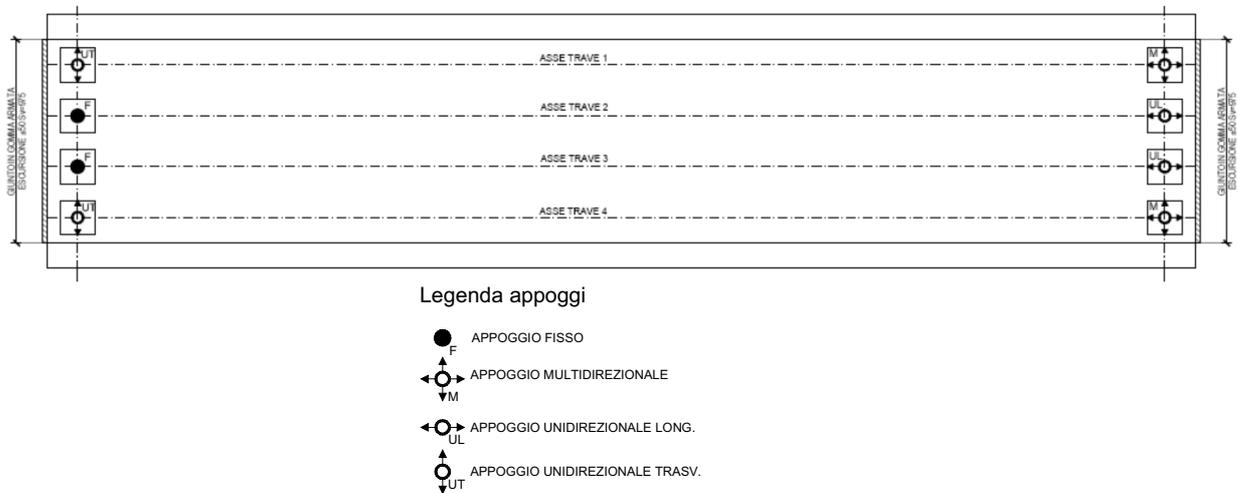
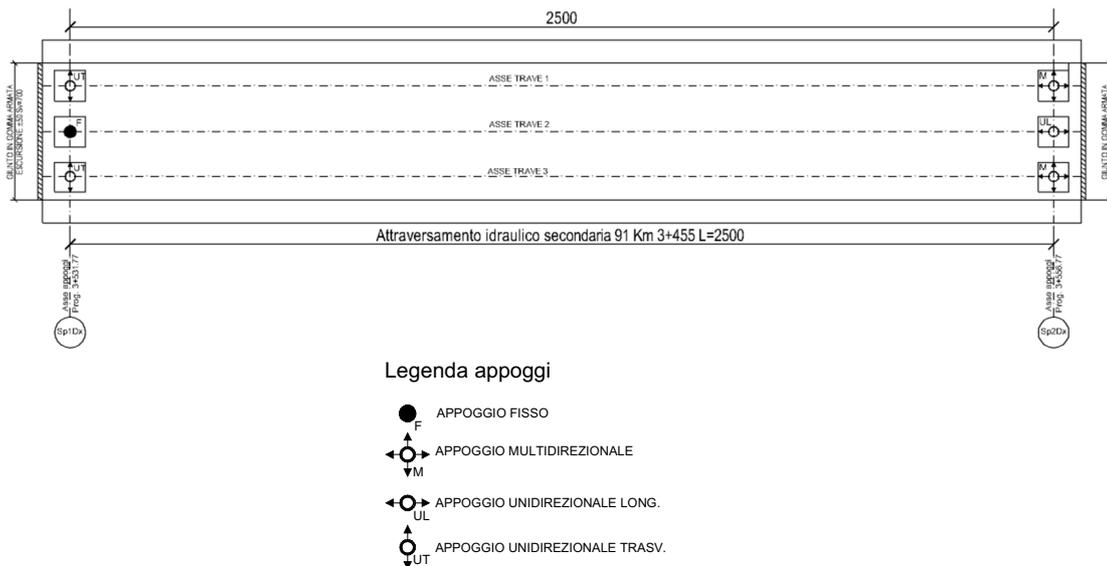


Figura 10.2: Schema di vincolamento strada secondaria



RELAZIONE DI CALCOLO IMPALCATI

Le azioni elementari ricavate in precedenza sono combinate secondo i coefficienti di combinazione riportati nella tabella successiva, dando luogo alle sollecitazioni allo SLE, SLU statiche e sismiche allo SLV. In allegato si riportano le sollecitazioni combinate.

Tabella 10.3: Combinazioni di carico per la valutazione delle portate degli appoggi

etichetta	PERMANENTI			DISTORSIONI			VARIABILI								SISMA PR		
	Peso proprio strutturale STAGE 1	Soletta STAGE 1	Permanenti fissa STAGE 2	Ritiro STAGE 3	Temperatura +10 STAGE 5	Temperatura -5 STAGE 5	Mobili k STAGE 4	Mobili freq STAGE 4	Frenatura STAGE 4	Vento Carico STAGE 4	Vento Scarico STAGE 4	Attrito STAGE 4	Svito STAGE 4	Sisma X STAGE 4	Sisma Y STAGE 4	Sisma Z STAGE 4	
tipo di carico	G1_1	G1_2	G2	E2	E3_1	E3_2	Q1_k	Q1_f	Q3	Q5_car	Q5_scar	Q7	Q8	SX_pr	SY_pr	SZ_pr	
SLU_Oa	1.35(1)	1.35(1)	1.5(1)	1.20	0.72(0)						1.5(-1.5)	1.5(-1.5)					
SLU_Ob	1.35(1)	1.35(1)	1.5(1)	1.20		0.72(0)					1.5(-1.5)	1.5(-1.5)					
SLU_Ja	1.35(1)	1.35(1)	1.5(1)	1.20	0.72(0)		1.35			0.9(-0.9)		1.5(-1.5)					
SLU_Jb	1.35(1)	1.35(1)	1.5(1)	1.20		0.72(0)	1.35			0.9(-0.9)		1.5(-1.5)					
SLU_Jla	1.35(1)	1.35(1)	1.5(1)	1.20	0.72(0)			1.35	1.35(-1.35)	0.9(-0.9)		1.5(-1.5)					
SLU_Jlb	1.35(1)	1.35(1)	1.5(1)	1.20		0.72(0)		1.35	1.35(-1.35)	0.9(-0.9)		1.5(-1.5)					
SLU_Jlla	1.35(1)	1.35(1)	1.5(1)	1.20	0.72(0)			1.35		0.9(-0.9)		1.5(-1.5)					
SLU_Jllb	1.35(1)	1.35(1)	1.5(1)	1.20		0.72(0)		1.35		0.9(-0.9)		1.5(-1.5)					
SLU_JVa	1.35(1)	1.35(1)	1.5(1)	1.20	0.72(0)			1.35		1.5(-1.5)		1.5(-1.5)					
SLU_JVb	1.35(1)	1.35(1)	1.5(1)	1.20		0.72(0)		1.35		1.5(-1.5)		1.5(-1.5)					
SLU_ECca	1.00	1.00	1.00	1.00	0.5(0)										1(-1)		
SLU_ECcb	1.00	1.00	1.00	1.00		0.5(0)									1(-1)		
SLEr_Ja	1.00	1.00	1.00	1.00	0.8(0)		1.00			0.6(-0.6)		1(-1)					
SLEr_Jb	1.00	1.00	1.00	1.00		0.6(0)	1.00			0.6(-0.6)		1(-1)					
SLEr_Jla	1.00	1.00	1.00	1.00	0.8(0)			1.00	1(-1)	0.6(-0.6)		1(-1)					
SLEr_Jlb	1.00	1.00	1.00	1.00		0.6(0)		1.00	1(-1)	0.6(-0.6)		1(-1)					
SLEr_Jlla	1.00	1.00	1.00	1.00	0.8(0)			1.00		0.6(-0.6)		1(-1)					
SLEr_Jllb	1.00	1.00	1.00	1.00		0.6(0)		1.00		0.6(-0.6)		1(-1)					
SLEr_JVa	1.00	1.00	1.00	1.00	0.8(0)			1.00		1(-1)		1(-1)					
SLEr_JVb	1.00	1.00	1.00	1.00		0.6(0)		1.00		1(-1)		1(-1)					
SISMA_X_PR_a	1.00	1.00	1.00	1.00	0.5(0)									1.4(-1.4)	0.3(-0.3)	0.3(-0.3)	
SISMA_X_PR_b	1.00	1.00	1.00	1.00		0.5(0)								1.4(-1.4)	0.3(-0.3)	0.3(-0.3)	
SISMA_Y_PR_a	1.00	1.00	1.00	1.00	0.5(0)									0.42(-0.42)	1(-1)	0.3(-0.3)	
SISMA_Y_PR_b	1.00	1.00	1.00	1.00		0.5(0)								0.42(-0.42)	1(-1)	0.3(-0.3)	
SISMA_Z_PR_a	1.00	1.00	1.00	1.00	0.5(0)									0.42(-0.42)	0.3(-0.3)	1(-1)	
SISMA_Z_PR_b	1.00	1.00	1.00	1.00		0.5(0)								0.42(-0.42)	0.3(-0.3)	1(-1)	

Per ogni combinazione di carico le massime reazioni verticali $R_{V,max}$ sui dispositivi di appoggio di ciascuna spalla, sono ricavate a partire dai valori di sforzo tagliante F_z e di momento M_x (Momento con asse in direzione longitudinale all'impalcato). Dal rapporto tra il momento e lo sforzo di taglio si ricava l'eccentricità rispetto all'asse impalcato $e = M/N$. Assegnato l'interasse Δ (costante tra gli appoggi) e "n" il numero di travi (tutte aventi lo stesso momento di inerzia) ricaviamo che:

$$R_{V,max} = \frac{1}{n} \left[1 \pm \frac{6e}{\Delta(n+1)} \right]$$

Tale distribuzione del carico alla Courbon comporta per i carichi mobili una distribuzione del carico sugli appoggi a favore di sicurezza, in quanto sottostima la rigidità trasversale dell'impalcato costituito da cassoncini affiancati.

Le azioni trasversali R_T e longitudinali R_L sugli appoggi sono ricavate, rispettivamente, dividendo le sollecitazioni in senso longitudinale e trasversale all'impalcato per il numero di dispositivi reagenti in tali direzioni.

A partire dal punto fisso (spalla fissa) si valutano gli le slitte. Si valutano i massimi scostamenti tra impalcato e la spalla in condizione statica e sismica. Le azioni considerate sono la termica positiva e negativa, l'effetto del ritiro e l'azione sismica calcolata mediante lo spettro elastico. Per tenere in conto l'incertezza delle condizioni deformative dell'impalcato al momento del montaggio degli appoggi dovuta all'azione termica e al ritiro, i valori delle slitte sono amplificate per un coefficiente pari ad 1.20. Tale coefficiente non è considerato nel calcolo dell'escursione dei giunti data la possibilità di prerogolaggio nella fase costruttiva.

Nel seguito si riassumono le azioni di progetto e le slitte di ciascun apparecchio d'appoggio.

Tabella 10.4: Azioni di progetto per gli apparecchi di appoggio

RELAZIONE DI CALCOLO IMPALCATI

CARREGGIATA DX												
SPALLA O PILA	VINCOLO	AZIONI STATICHE ALLO SLE			AZIONI STATICHE ALLO SLU			AZIONI SISMICHE SLV			SLITTE	
		R _v [kN]	R _t [kN]	R _l [kN]	R _v [kN]	R _t [kN]	R _l [kN]	R _v [kN]	R _t [kN]	R _l [kN]	a [mm]	b [mm]
Sp1	F	1650	200	150	2250	300	200	1550	1000	1000	-	-
	F	1650	200	150	2250	300	200	1550	1000	1000	-	-
	UT	1650	-	150	2250	-	200	1550	-	1000	-	-
	UT	1650	-	150	2250	-	200	1550	-	1000	-	-
Sp2	UL	1650	200	-	2250	300	-	1550	1000	-	25	25
	UL	1650	200	-	2250	300	-	1550	1000	-	25	25
	M	1650	-	-	2250	-	-	1550	-	-	25	25
	M	1650	-	-	2250	-	-	1550	-	-	25	25

Attraversamento idraulico secondaria 91 - 3+544

CARREGGIATA DX												
SPALLA O PILA	VINCOLO	AZIONI STATICHE ALLO SLE			AZIONI STATICHE ALLO SLU			AZIONI SISMICHE SLV			SLITTE	
		R _v [kN]	R _t [kN]	R _l [kN]	R _v [kN]	R _t [kN]	R _l [kN]	R _v [kN]	R _t [kN]	R _l [kN]	a [mm]	b [mm]
Sp1	F	1600	400	200	2150	600	250	1450	1400	950	-	-
	UT	1600	-	200	2150	-	250	1450	-	950	-	-
	UT	1600	-	200	2150	-	250	1450	-	950	-	-
Sp2	UL	1600	400	-	2150	600	-	1450	1400	-	25	25
	M	1600	-	-	2150	-	-	1450	-	-	25	25
	M	1600	-	-	2150	-	-	1450	-	-	25	25

RV=Massima reazione verticale
RT=Massima reazione trasversale
RL=Massima reazione longitudinale

In corrispondenza delle spalle è previsto un giunto di dilatazione in gomma armata con escursione longitudinale pari a 100 mm.

11 CALCOLO DELLE SOLLECITAZIONI

11.1 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 diretto longitudinalmente all'asse delle travi, l'asse y ortogonalmente.

L'origine di questo sistema di riferimento è posizionata in corrispondenza dell'intersezione tra l'asse di simmetria delle travi prefabbricatee l'asse degli appoggi che fa riferimento alla spalla sinistra: da tale punto le grandezze x sono assunte positive.

Le grandezze y , perciò, rappresentano le eccentricità dei carichi ed hanno segno negativo verso destra e positivo verso sinistra.

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

12 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 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 - soletta gettata in opera, divenuto solidale dopo la maturazione del calcestruzzo, resiste al peso delle sovrastrutture e dei carichi accidentali.

12.1 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 può essere del tipo a fili aderenti, pretesi, o a cavi postesi.

I trefoli che costituiscono l'armatura di precompressione vengono tesati sino alla tensione σ_{pi} 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.

13 METODO ED IPOTESI DI CALCOLO

L'impalcato viene realizzato con travi in semplice appoggio collaboranti tra loro grazie all'azione della soletta.

Esso, quindi, si presenta come una lastra appoggiata sui lati opposti caratterizzata da 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 e che si suppone equivalente ad una piastra ortotropa.

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 ortotropa 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

$$2 \cdot B = n \cdot i \quad n = n.\text{travi} , i = \text{interasse travi}$$

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

RELAZIONE DI CALCOLO IMPALCATI

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

RELAZIONE DI CALCOLO IMPALCATI

14 RIPARTIZIONE TRASVERSALE DEI CARICHI

14.1 PARAMETRI DI MASSONNET

Eccentricità trave verificata (n.1)	Y	-2.40	[m]
Luce di calcolo travi principali	L	25.00	[m]
Interasse traversi	L1	5.00	[m]
Semilarghezza teorica impalcato	B	3.60	[m]
Interasse travi	B1	2.40	[m]

TRAVE			
area sezione cls trave+soletta	Ap	1.54	[m ²]
quota baricentro	Dp	1.23	[m]
momento d'inerzia flessionale	Jp	0.5204	[m ⁴]
coefficiente di torsione	Cp	0.1655	[m ⁴]

TRAVERSO			
area sezione cls traverso+soletta	Ae	1.64	[m ²]
quota baricentro da base sezione	De	1.24	[m]
momento d'inerzia flessionale	Je	0.4740	[m ⁴]
coefficiente di torsione	Ce	0.0000	[m ⁴]

Larghezza soletta collaborante con il traverso = 3.00 [m]

Coeff. omogen. E cls soletta / E cls trave = 0.97 [-]

Teta = 0.178 Radice alfa = 0.494

14.2 COEFFICIENTI

Si calcolano i coefficienti d'influenza della 1^a trave che ha una eccentricità $Y = 2.4$ [m] e che risulta essere la più sollecitata:

Y	3.60	2.70	1.80	0.90	0.00	-0.90	-1.80	-2.70	-3.60
K_0	-0.997	-0.499	0.000	0.498	0.998	1.499	2.000	2.501	3.002
K_1	0.903	0.925	0.949	0.973	0.998	1.025	1.051	1.077	1.102
K_α	-0.059	0.205	0.468	0.733	0.998	1.265	1.531	1.798	2.063

Vengono riportati di seguito i coefficienti μ_α relativi alla sezione $Y = 0.00$ del traverso, ed alla prima armonica.

Y	3.60	2.70	1.80	0.90	0.00	-0.90	-1.80	-2.70	-3.60
μ_α	-0.224	-0.114	-0.003	0.113	0.234	0.113	-0.003	-0.114	-0.224

15 ANALISI DEI CARICHI

Le azioni da considerare nella progettazione dei ponti stradali sono:

- le azioni permanenti;
- le distorsioni, ivi comprese quelle dovute a presollecitazioni di progetto e quelle di origine termica;
- le azioni variabili da traffico;
- le azioni variabili di vento e neve;
- le azioni eccezionali;
- le azioni sismiche.

La viscosità deve essere considerata associata a quelle azioni per le quali dà effetto.

15.1 VALORI CARATTERISTICI DELLE AZIONI PERMANENTI

1. Peso proprio degli elementi strutturali e non strutturali: g_1
2. Carichi permanenti portati: g_2 (pavimentazione stradale, marciapiedi, sicurvia, parapetti, attrezzature stradali, rin fianchi e simili).
3. Altre azioni permanenti: g_3 (spinta delle terre, spinte idrauliche, ecc.).

15.1.1 Fase 1

Pesi gravanti sulla trave singola:

Lunghezza trave in asse	26.40	[m]
Peso trave (sezione filante)	17.74	[KN/m]
Peso totale trave prefabbricata	468.39	[KN]
Peso soletta gravante sulla trave	22.49	[KN/m]
Peso trasverso in testata	26.45	[KN]
Peso trasverso in campata	26.45	[KN]

15.1.2 Fase 2

15.1.2.1 Pavimentazione

La larghezza della carreggiata viene suddivisa in 20 intervalli uguali e per ciascuno di essi si determina il valore del coefficiente K_α 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

Peso pavimentazione per unità di superficie	3.00	[KN/m ²]
Carico gravante sulla trave da verificare	7.00	[KN/m]

RELAZIONE DI CALCOLO IMPALCATI

15.1.2.2 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 nella sezione trasversale con eccentricità pari alla distanza tra il proprio baricentro e l'asse dell'impalcato.

	peso lineare [KN/m]	ecc.Y [m]	peso totale [KN]
cordolo sinistro	3.00	3.88	75.00
cordolo destro	3.00	-3.88	75.00

15.1.2.3 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	q [KN/m]	ecc.Y	X'i	Rif.X'i	X'f	Rif.X'f
1	Veletta DX	4.74	-4.25	-1.10	Appoggio iniziale	-1.10	Appoggio finale
2	Veletta SX	4.74	4.25	-1.10	Appoggio iniziale	-1.10	Appoggio finale
3	Guardrail DX	1.40	-3.97	-1.10	Appoggio iniziale	-1.10	Appoggio finale
4	Guardrail SX	1.40	3.97	-1.10	Appoggio iniziale	-1.10	Appoggio finale

15.2 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	Q [KN]	p [KN/m ²]	α_q	α_q
--------	------	--------	---------------------------	------------	------------

RELAZIONE DI CALCOLO IMPALCATI

corsia	Nome	Q [KN]	p [KN/m²]	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]

16 APPLICAZIONE DEL METODO DI MASSONNET

16.1 PESO CORDOLI

Descrizione	[KN/m]	ecc.Y	K Massonnet	μ Massonnet
cordolo sinistro	3.00	3.88	-0.139	-0.257
cordolo destro	3.00	-3.88	2.145	-0.257

16.2 LINEARI PER TRAVE

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

n	Descrizione	q [KN/m]	ecc.Y	K Massonnet	μ Massonnet
1	Veletta DX	4.74	-4.25	2.255	-0.303
2	Veletta SX	4.74	4.25	-0.249	-0.303
3	Guardrail DX	1.40	-3.97	2.173	-0.268
4	Guardrail SX	1.40	3.97	-0.167	-0.268

16.3 CARICHI MOBILI PER MASSIMO EFFETTO SULLA TRAVE 1

Descrizione	Q· α [KN]	q· α [KN/m]	ecc.Y	Larghezza	Ka
Corsia 1	300.00	27.00	-2.00	3.00	1.591
Corsia 2	200.00	7.50	1.00	3.00	0.703
Zona Rimanente	0.00	2.50	3.00	1.00	0.117

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

16.4 CARICHI MOBILI PER CALCOLO M MAX SU TRAVERSO

La ricerca del massimo momento flettente (che tende le fibre inferiori) viene effettuata spostando i carichi mobili in senso longitudinale in modo da individuare la posizione più sfavorevole per il singolo traverso o per la soletta e in senso trasversale in modo da individuare la posizione più sfavorevole per la singola sezione del traverso o della soletta.

A titolo esemplificativo si riporta il diagramma del coefficiente di influenza del traverso/soletta in corrispondenza della sezione di eccentricità $Y=0$

Descrizione	$Q \cdot \alpha$ [KN]	$q \cdot \alpha$ [KN/m]	ecc.Y	Larghezza	μ
Corsia 1	300.00	27.00	0.00	3.00	0.234

16.5 CARICHI MOBILI PER CALCOLO M MIN SU TRAVERSO

La ricerca del minimo momento flettente (che tende le fibre superiori) viene effettuata spostando i carichi mobili in senso longitudinale in modo da individuare la posizione più sfavorevole per il singolo traverso o per la soletta, e in senso trasversale in modo da individuare la posizione più sfavorevole per la singola sezione del traverso o della soletta.

A titolo esemplificativo si riporta il diagramma del coefficiente di influenza del traverso/soletta in corrispondenza della sezione di eccentricità $Y=0$

Descrizione	$Q \cdot \alpha$ [KN]	$q \cdot \alpha$ [KN/m]	ecc.Y	Larghezza	μ
Corsia 1	300.00	27.00	-2.00	3.00	-0.028
Corsia 2	200.00	7.50	2.00	3.00	-0.028

17 METODO SEMIPROBABILISTICO AGLI STATI LIMITE - COEFFICIENTI DI COMBINAZIONE

Le combinazioni di carico considerate sono quelle indicate dal D.M. 14 gennaio 2008 al punto 5.1.3

I carichi di interesse ai fini del dimensionamento e della verifica dell'impalcato, secondo la definizione riportata dalla suddetta normativa, sono:

- Azioni permanenti:

peso proprio degli elementi strutturali: g_1 ;

carichi permanenti portati: g_2 (pavimentazione stradale; marciapiedi, sicurvia, parapetti, attrezzature stradali, rinfianchi e simili);

altre azioni permanenti: g_3 (spinta delle terre, spinte idrauliche, ecc.);

- Deformazioni impresse:

distorsioni e presollecitazioni di progetto: ε_1 ;

Effetti reologici - ritiro e viscosità: $\varepsilon_2, \varepsilon_3$;

cedimenti vincolari ε_4 ;

- Azioni variabili:

Traffico veicolare; Q_1

Vento e neve; q_5

Variazioni termiche q_7 ;

- Azioni eccezionali;

- Azioni sismiche.

I coefficienti parziali di sicurezza per le combinazioni di carico agli SLU (A1 STR) valgono:

	$\gamma_{sup.}$	$\gamma_{inf.}$
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 variabili	1.50	0.00

I coefficienti ψ per le azioni variabili per ponti stradali da utilizzare nelle combinazioni di carico agli SLE valgono:

Carico	ψ_0	ψ_1	ψ_2
gruppo 1 - Schema 1 - carichi distribuiti	0.40	0.40	0.00

RELAZIONE DI CALCOLO IMPALCATI

Carico	Ψ_0	Ψ_1	Ψ_2
gruppo 1 - Schema 1 - carichi tandem	0.75	0.75	0.00
gruppi 2 - frenatura/centrifuga	0.00	0.00	0.00
gruppo 3 - Schema 5	0.00	0.00	0.00
gruppo 4 - Schema 5 (folla)	0.00	0.75	0.00
gruppo 5 - veicoli speciali	0.00	0.00	0.00
gruppo 1 - Schema 2 (asse singolo)	0.00	0.75	0.00
vento a ponte scarico	0.60	0.20	0.00
termico	0.60	0.60	0.50

I coefficienti ψ si riferiscono ai gruppi di azioni 1,2a,2b come specificato dalla tabella 5.1.IV del D.M. 14 gennaio 2008

Ai fini delle verifiche degli stati limite vengono prese in considerazione le seguenti combinazioni delle azioni:

Verifiche agli stati limite ultimi

situazioni persistenti e transitorie EQU/STR/GEO

$$F_d = \gamma_{G1} \cdot G_1 + \gamma_{G2} \cdot G_2 + \gamma_P \cdot P + \gamma_{Q1} \cdot Q_{k,1} + \sum_{i>1} \gamma_{Qi} \cdot \Psi_{0,i} \cdot Q_{k,i}$$

Verifiche agli stati limite di esercizio

combinazione caratteristica (rara):

$$F_d = G_1 + G_2 + P + Q_{k,1} + \sum_{i>1} \Psi_{0,i} \cdot Q_{k,i}$$

combinazione frequente:

$$F_d = G_1 + G_2 + P + \Psi_{1,1} \cdot Q_{k,1} + \sum_{i>1} \Psi_{2,i} \cdot Q_{k,i}$$

combinazione quasi permanente:

$$F_d = G_1 + G_2 + P + \Psi_{2,1} \cdot Q_{k,1} + \sum_{i>1} \Psi_{2,i} \cdot Q_{k,i}$$

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

$$F_d = E + G_1 + G_2 + P + \sum \Psi_{2,i} \cdot Q_{k,i}$$

18 TRAVE 1 - SOLLECITAZIONI

18.1 VALORI CARATTERISTICI

18.1.1 Prima fase - al taglio trefoli ed in opera

X	Descrizione	peso trave		peso soletta+traversi	
		M [KN·m]	V [KN]	M [KN·m]	V [KN]
0.00	appoggio	0.00	221.77	0.00	334.07
2.00		407.89	186.29	622.94	289.08
4.00		744.85	150.81	1155.94	244.10
6.00		1010.87	115.32	1572.56	172.66
8.00		1205.95	79.84	1872.79	127.67
10.00		1330.65	44.35	2083.78	82.68
12.00		1383.30	8.87	2150.53	11.25
12.50	mezzeria	1386.09	0.00	2154.07	0.00
14.00		1365.56	-26.61	2128.05	-33.74
16.00		1276.89	-62.10	1989.18	-105.18
18.00		1117.28	-97.58	1733.92	-150.17
20.00		887.10	-133.06	1389.19	-195.15
22.00		585.24	-168.55	900.68	-266.59
24.00		212.81	-204.03	322.71	-311.58
25.00	appoggio	0.00	-221.77	0.00	-334.07

18.1.2 Seconda fase - carichi permanenti

Sez.X	Descrizione	peso cordoli		
		M [KN·m]	V [KN]	T [KN·m]
0.00	appoggio	0.00	25.07	-8.11
2.00		46.11	21.06	-7.35
4.00		84.20	17.05	-5.40
6.00		114.27	13.04	-3.05
8.00		136.33	9.03	-1.15
10.00		150.42	5.01	-0.16
12.00		156.38	1.00	0.01
12.50	mezzeria	156.69	0.00	0.00
14.00		154.37	-3.01	0.01
16.00		144.35	-7.02	0.53
18.00		126.30	-11.03	2.00
20.00		100.28	-15.04	4.21
22.00		66.16	-19.05	6.48
24.00		24.06	-23.06	7.91
25.00	appoggio	0.00	-25.07	8.11

RELAZIONE DI CALCOLO IMPALCATI

Sez.X	Descrizione	permanenti portati		
		M [KN·m]	V [KN]	T [KN·m]
0.00	appoggio	0.00	138.83	-18.72
2.00		255.33	116.61	-16.97
4.00		466.26	94.40	-12.48
6.00		632.78	72.19	-7.06
8.00		754.90	49.98	-2.68
10.00		832.96	27.77	-0.40
12.00		865.91	5.55	0.03
12.50	mezzeria	867.66	0.00	0.00
14.00		854.81	-16.66	0.03
16.00		799.30	-38.87	1.27
18.00		699.39	-61.08	4.65
20.00		555.30	-83.30	9.75
22.00		366.35	-105.51	14.97
24.00		133.22	-127.72	18.26
25.00	appoggio	0.00	-138.83	18.72

18.1.3 Seconda fase - carichi da traffico

Sez.X	Descrizione	Tandem-TS		
		M [KN·m]	V [KN]	T [KN·m]
0.00	appoggio	0.00	402.03	-8.66
2.00		737.83	369.07	-32.99
4.00		1343.90	336.12	-41.67
6.00		1818.22	303.17	-36.16
8.00		2160.78	270.21	-25.72
10.00		2372.61	237.26	-15.46
12.00		2450.63	204.31	-5.35
12.50	mezzeria	2450.88	-196.07	-2.80
14.00		2427.58	-220.78	10.43
16.00		2282.65	-253.74	20.51
18.00		2005.97	-286.69	31.06
20.00		1598.22	-319.64	40.18
22.00		1057.34	-352.60	39.53
24.00		385.38	-385.55	22.26
25.00	appoggio	0.00	-402.03	8.66

Sez.X	Descrizione	Distribuito-UDL		
		M [KN·m]	V [KN]	T [KN·m]
0.00	appoggio	0.00	202.15	-59.79
2.00		371.80	171.10	-55.68
4.00		678.93	142.65	-46.04
6.00		921.41	116.78	-35.63
8.00		1099.22	93.49	-26.68

RELAZIONE DI CALCOLO IMPALCATI

Sez.X	Descrizione	Distribuito-UDL		
		M [KN·m]	V [KN]	T [KN·m]
10.00		1212.88	72.77	-18.79
12.00		1260.87	54.68	-11.68
12.50	mezzeria	1263.42	45.22	-9.98
14.00		1244.71	-63.41	15.12
16.00		1163.88	-82.82	22.65
18.00		1018.40	-104.81	30.97
20.00		808.59	-129.37	40.70
22.00		533.45	-156.55	51.23
24.00		193.98	-186.30	58.70
25.00	appoggio	0.00	-202.15	59.79

Sez.X	Descrizione	Folla marciapiedi		
		M [KN·m]	V [KN]	T [KN·m]
0.00	appoggio	0.00	0.00	0.00
2.00		0.00	0.00	0.00
4.00		0.00	0.00	0.00
6.00		0.00	0.00	0.00
8.00		0.00	0.00	0.00
10.00		0.00	0.00	0.00
12.00		0.00	0.00	0.00
12.50	mezzeria	0.00	0.00	0.00
14.00		0.00	0.00	0.00
16.00		0.00	0.00	0.00
18.00		0.00	0.00	0.00
20.00		0.00	0.00	0.00
22.00		0.00	0.00	0.00
24.00		0.00	0.00	0.00
25.00	appoggio	0.00	0.00	0.00

Sez.X	Descrizione	gruppo1 (tab. 5.1.IV)		
		M [KN·m]	V [KN]	T [KN·m]
0.00	appoggio	0.00	604.17	-68.45
2.00		1109.63	540.18	-88.67
4.00		2022.83	478.77	-87.71
6.00		2739.63	419.94	-71.80
8.00		3260.00	363.71	-52.39
10.00		3585.49	310.03	-34.24
12.00		3711.50	258.99	-17.03
12.50	mezzeria	3714.29	-150.85	-12.79
14.00		3672.28	-284.20	25.55
16.00		3446.53	-336.56	43.16
18.00		3024.37	-391.50	62.03
20.00		2406.81	-449.02	80.87
22.00		1590.78	-509.15	90.77

RELAZIONE DI CALCOLO IMPALCATI

Sez.X		gruppo1 (tab. 5.1.IV)		
		M [KN·m]	V [KN]	T [KN·m]
24.00		579.37	-571.85	80.96
25.00	appoggio	0.00	-604.17	68.45

18.1.4 Fase transitoria - sollevamento

Sbalzo sinistro = 0.60

Sbalzo destro = 0.60

Coefficiente di incremento dinamico 0.15

Sez.X	Descrizione	M max [KN·m]	M min [KN·m]
-0.70		0.00	0.00
-0.10	aggancio	-2.71	-3.67
1.30		335.59	248.04
3.30		751.81	555.69
5.30		1086.45	803.03
7.30		1339.52	990.08
9.30		1511.00	1116.83
11.30		1600.91	1183.28
13.30		1609.24	1189.44
15.30		1535.94	1135.26
17.30		1380.67	1020.49
19.30		1143.84	845.44
21.30		825.42	610.10
23.30		425.43	314.45
25.10	aggancio	-2.71	-3.67
25.70		0.00	0.00

18.2 VALORI DI COMBINAZIONE

18.2.1 Stati Limite Ultimi

18.2.1.1 Prima fase - 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 [KN·m]	V [KN]
0.00	appoggio	0.00	299.40
2.00		550.66	251.49
4.00		1005.55	203.59
6.00		1364.67	155.69

RELAZIONE DI CALCOLO IMPALCATI

Sez.X	Descrizione	M [KN·m]	V [KN]
8.00		1628.03	107.78
10.00		1796.37	59.88
12.00		1867.45	11.98
12.50	mezzeria	1871.22	0.00
14.00		1843.51	-35.93
16.00		1723.80	-83.83
18.00		1508.32	-131.73
20.00		1197.58	-179.64
22.00		790.07	-227.54
24.00		287.30	-275.44
25.00	appoggio	0.00	-299.40

18.2.1.2 Fase transitoria - sollevamento

$$E_d = E\{ \gamma_{G1,sup} \cdot G1_{k,1} \cdot \varphi_{din,sup} \}$$

$$E_d = E\{ \gamma_{G1,inf} \cdot G1_{k,1} \cdot \varphi_{din,inf} \}$$

Sez.X	Descrizione	Mmax [KN·m]	Mmin [KN·m]
0.00	appoggio	29.61	16.21
2.00		662.87	362.92
4.00		1185.99	649.34
6.00		1598.99	875.45
8.00		1901.85	1041.27
10.00		2095.44	1147.26
12.00		2177.18	1192.01
12.50	mezzeria	2181.51	1194.39
14.00		2149.64	1176.94
16.00		2011.98	1101.57
18.00		1764.18	965.90
20.00		1406.83	770.24
22.00		938.20	513.67
24.00		360.01	197.10
25.00	appoggio	29.61	16.21

18.2.1.3 Prima fase - al getto soletta

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

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

Sez.X	Descrizione	M [KN·m]	V [KN]
0.00	appoggio	0.00	750.39
2.00		1391.63	641.76

RELAZIONE DI CALCOLO IMPALCATI

Sez.X	Descrizione	M [KN·m]	V [KN]
4.00		2566.07	533.12
6.00		3487.63	388.78
8.00		4156.30	280.14
10.00		4609.48	171.50
12.00		4770.67	27.16
12.50	mezzeria	4779.22	0.00
14.00		4716.37	-81.48
16.00		4409.19	-225.82
18.00		3849.11	-334.46
20.00		3072.98	-443.09
22.00		2006.00	-587.44
24.00		722.96	-696.07
25.00	appoggio	0.00	-750.39

18.2.1.4 Seconda fase - Persistenti Transitorie (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 [KN·m]	V [KN]	T [KN·m]
0.00	appoggio	0.00	1808.11	-131.43
2.00		3334.87	1574.35	-155.07
4.00		6109.97	1344.07	-144.40
6.00		8289.57	1081.58	-111.63
8.00		9873.69	858.29	-76.30
10.00		10902.40	638.47	-47.04
12.00		11291.17	386.48	-22.97
12.50	mezzeria	11306.55	-203.65	-17.26
14.00		11164.57	-494.20	34.54
16.00		10455.83	-747.96	60.88
18.00		9151.60	-969.50	93.41
20.00		7290.51	-1194.52	129.50
22.00		4792.39	-1458.77	153.73
24.00		1737.41	-1690.79	147.38
25.00	appoggio	0.00	-1808.11	131.43

RELAZIONE DI CALCOLO IMPALCATI

18.2.2 Stati Limite di Esercizio

18.2.2.1 Prima fase - al taglio dei trefoli

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

Sez.X	Descrizione	M [KN·m]	V [KN]
0.00	appoggio	0.00	221.77
2.00		407.89	186.29
4.00		744.85	150.81
6.00		1010.87	115.32
8.00		1205.95	79.84
10.00		1330.65	44.35
12.00		1383.30	8.87
12.50	mezzeria	1386.09	0.00
14.00		1365.56	-26.61
16.00		1276.89	-62.10
18.00		1117.28	-97.58
20.00		887.10	-133.06
22.00		585.24	-168.55
24.00		212.81	-204.03
25.00	appoggio	0.00	-221.77

18.2.2.2 Fase transitoria - sollevamento

$$E_d = E\{ G1_{k,1} \cdot \varphi_{din,sup} \}$$

$$E_d = E\{ G1_{k,1} \cdot \varphi_{din,inf} \}$$

Sez.X	Descrizione	Mmax [KN·m]	Mmin [KN·m]
0.00	appoggio	21.93	16.21
2.00		491.01	362.92
4.00		878.51	649.34
6.00		1184.43	875.45
8.00		1408.78	1041.27
10.00		1552.18	1147.26
12.00		1612.72	1192.01
12.50	mezzeria	1615.94	1194.39
14.00		1592.33	1176.94
16.00		1490.36	1101.57
18.00		1306.80	965.90
20.00		1042.10	770.24
22.00		694.96	513.67
24.00		266.67	197.10
25.00	appoggio	21.93	16.21

RELAZIONE DI CALCOLO IMPALCATI

18.2.2.3 Prima fase - al getto soletta

$$E_d = E\{ \sum G_{1,k,i} + \sum G_{2,k,i} \}$$

Sez.X	Descrizione	M [KN·m]	V [KN]
0.00	appoggio	0.00	555.85
2.00		1030.84	475.37
4.00		1900.80	394.90
6.00		2583.43	287.98
8.00		3078.74	207.51
10.00		3414.43	127.04
12.00		3533.83	20.12
12.50	mezzeria	3540.16	0.00
14.00		3493.61	-60.35
16.00		3266.06	-167.27
18.00		2851.19	-247.75
20.00		2276.28	-328.22
22.00		1485.93	-435.14
24.00		535.53	-515.61
25.00	appoggio	0.00	-555.85

18.2.2.4 Seconda fase - combinazione Caratteristica (Rara)

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

Sez.X	Descrizione	M [KN·m]	V [KN]	T [KN·m]
0.00	appoggio	0.00	768.07	-26.83
2.00		1411.07	677.85	-24.32
4.00		2573.30	590.22	-17.87
6.00		3486.68	505.17	-10.11
8.00		4151.23	422.71	-3.83
10.00		4568.87	342.81	-0.55
12.00		4733.79	265.55	0.04
12.50	mezzeria	4738.65	-150.85	0.00
14.00		4681.46	-303.87	25.58
16.00		4390.18	-382.45	44.96
18.00		3850.06	-463.62	68.68
20.00		3062.39	-547.36	94.84
22.00		2023.29	-633.71	112.21
24.00		736.64	-722.64	107.14
25.00	appoggio	0.00	-768.07	95.28

18.2.2.5 Seconda fase - combinazione Frequente

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

RELAZIONE DI CALCOLO IMPALCATI

Sez.X	Descrizione	M [KN·m]	V [KN]	T [KN·m]
0.00	appoggio	0.00	546.27	-26.83
2.00		1003.54	482.92	-24.32
4.00		1829.96	420.60	-17.87
6.00		2479.29	359.31	-10.11
8.00		2951.50	299.06	-3.83
10.00		3247.99	239.83	-0.55
12.00		3364.61	181.66	0.04
12.50	mezzeria	3367.88	-128.96	0.00
14.00		3327.75	-210.62	13.91
16.00		3121.19	-269.32	26.24
18.00		2737.53	-329.06	42.33
20.00		2177.69	-389.82	60.38
22.00		1438.89	-451.63	71.59
24.00		523.91	-514.47	66.35
25.00	appoggio	0.00	-546.27	57.24

18.2.2.6 Seconda fase - combinazione Quasi Permanente

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

Sez.X	Descrizione	M [KN·m]	V [KN]	T [KN·m]
0.00	appoggio	0.00	163.90	-26.83
2.00		301.44	137.67	-24.32
4.00		550.46	111.45	-17.87
6.00		747.06	85.23	-10.11
8.00		891.23	59.00	-3.83
10.00		983.38	32.78	-0.55
12.00		1022.29	6.56	0.04
12.50	mezzeria	1024.35	0.00	0.00
14.00		1009.18	-19.67	0.04
16.00		943.65	-45.89	1.80
18.00		825.70	-72.11	6.64
20.00		655.59	-98.34	13.97
22.00		432.51	-124.56	21.44
24.00		157.28	-150.78	26.18
25.00	appoggio	0.00	-163.90	26.83

19 SOLLECITAZIONI SUL TRAVERSO IN CAMPATA

Vengono valutati i momenti flettenti massimi e minimi agenti sul traverso in campata per effetto dei carichi permanenti e del transito dei carichi da traffico.

19.1 VALORI CARATTERISTICI MOMENTI FLETTENTI

19.1.1 Carichi permanenti

Sez.	Descrizione	peso cordoli [KN·m]	Perm Portati [KN·m]
-3.60	estremità dx	-7.60	-27.34
-3.00		-13.89	-38.73
-2.00		-24.93	-59.62
-1.00		-31.44	-71.95
0.00	asse travi	-33.60	-76.04
1.00		-31.44	-71.95
2.00		-24.93	-59.62
3.00		-13.89	-38.73
3.60	estremità sx	-5.00	-21.82

19.1.2 Carichi da traffico

Sez.	Descrizione	Tandem-TS	
		Mmax [KN·m]	Mmin [KN·m]
-3.60	estremità dx	4.76	-3.90
-3.00		26.35	-14.90
-2.00		70.79	-33.19
-1.00		57.99	-37.35
0.00	asse travi	77.78	-33.18
1.00		57.99	-37.35
2.00		69.31	-33.19
3.00		24.51	-14.90
3.60	estremità sx	0.00	0.00

Sez.	Descrizione	Distribuito-UDL	
		Mmax [KN·m]	Mmin [KN·m]
-3.60	estremità dx	3.39	-2.89
-3.00		19.06	-13.50
-2.00		51.68	-31.50
-1.00		122.96	-36.16
0.00	asse travi	137.68	-20.76
1.00		122.96	-36.60
2.00		51.73	-29.50
3.00		19.31	-10.99

RELAZIONE DI CALCOLO IMPALCATI

Sez.	Descrizione	Distribuito-UDL	
		Mmax [KN·m]	Mmin [KN·m]
3.60	estremità sx	0.00	0.00

Sez.	Descrizione	gruppo 1 (tab.5.1.IV)	
		Mmax [KN·m]	Mmin [KN·m]
-3.60	estremità dx	8.15	-6.91
-3.00		45.41	-26.31
-2.00		122.47	-62.91
-1.00		180.95	-73.92
0.00	asse travi	215.46	-53.94
1.00		180.95	-73.92
2.00		121.04	-62.91
3.00		43.82	-26.31
3.60	estremità sx	0.00	0.00

19.2 VALORI DI COMBINAZIONE

Nelle combinazioni seguenti vengono sommati effetti globali ed effetti locali.

Nei grafici sono riportati solo gli effetti globali.

19.2.1 Stati Limite Ultimi

19.2.1.1 Persistenti/Transitorie (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.	Descrizione	Mmax [KN·m]	Mmin [KN·m]
-3.60	estremità dx	-5.10	-42.76
-3.00		47.42	-112.36
-2.00		140.41	-208.01
-1.00		212.84	-250.18
0.00	asse travi	257.27	-232.23
1.00		212.84	-250.18
2.00		138.48	-208.01
3.00		45.27	-112.36
3.60	estremità sx	-5.00	-39.48

RELAZIONE DI CALCOLO IMPALCATI

19.2.2 Stati Limite di Esercizio

19.2.2.1 Combinazioni Rare

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

Sez.	Descrizione	Mmax [KN·m]	Mmin [KN·m]
-3.60	estremità dx	-27.19	-29.22
-3.00		-7.20	-78.93
-2.00		37.92	-147.46
-1.00		77.55	-177.32
0.00	asse travi	105.82	-163.57
1.00		77.55	-177.32
2.00		36.49	-147.46
3.00		-8.80	-78.93
3.60	estremità sx	-26.82	-26.82

19.2.2.2 Combinazioni Frequenti

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

Sez.	Descrizione	Mmax [KN·m]	Mmin [KN·m]
-3.60	estremità dx	-27.19	-28.41
-3.00		-25.23	-68.36
-2.00		-10.78	-121.33
-1.00		-10.72	-146.04
0.00	asse travi	3.77	-142.82
1.00		-10.72	-146.04
2.00		-11.87	-121.33
3.00		-26.51	-68.36
3.60	estremità sx	-26.82	-26.82

19.2.2.3 Combinazioni Quasi Permanenti

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

Sez.	Descrizione	Mmax [KN·m]	Mmin [KN·m]
-3.60	estremità dx	-27.19	-27.19
-3.00		-52.62	-52.62
-2.00		-84.55	-84.55
-1.00		-103.40	-103.40
0.00	asse travi	-109.64	-109.64
1.00		-103.40	-103.40
2.00		-84.55	-84.55

RELAZIONE DI CALCOLO IMPALCATI

Sez.	Descrizione	Mmax [KN·m]	Mmin [KN·m]
3.00		-52.62	-52.62
3.60	estremità sx	-26.82	-26.82

20 SOLLECITAZIONI SULLA SOLETTA

20.1 VALORI CARATTERISTICI

Il momento massimo trasversale dato dall'effetto locale dei carichi sulla soletta viene determinato servendosi di uno schema semplificato di trave semi incastrata e prendendo il momento in mezzzeria.

I carichi permanenti considerati sono il peso proprio della soletta (G1) e della pavimentazione (G2).

La ricerca del massimo momento flettente generato dai carichi mobili viene condotta considerando il carico LM2 illustrato nella Normativa al punto 5.1.3.3.5.

Tale schema, considerato autonomamente e assunto a riferimento solo per verifiche locali, è costituito da un singolo asse applicato su specifiche impronte di pneumatico (di dimensioni 0.35x0.60 [m]) poste ad un interasse di 2.00 [m] :il carico totale asse è pari a 400.00 [KN]

I carichi concentrati da considerarsi ai fini delle verifiche locali si assumono uniformemente distribuiti sulla superficie della rispettiva impronta. La diffusione attraverso la pavimentazione e lo spessore della soletta si considera avvenire attraverso una diffusione a 45°, fino al piano medio della struttura della soletta sottostante.

Il momento minimo dato dall'effetto locale, invece, viene valutato come uno schema statico di trave perfettamente incastrata.

Luce Soletta	1.20
Carico per ruota - schema 2	200.00
Interasse ruote	2.00
Dimensioni impronta ruota LX x BY	0.35x0.60
Larghezza impronta a metà spessore soletta	0.85
Lunghezza influenza	2.00

Momento flettente trasversale [KN·m/m] (positivo tende le fibre inferiori):

	M max	M min
effetto locale permanenti strutturali	1.33	-0.88
effetto locale permanenti non strutturali	0.54	-0.36
effetto locale LM2	13.13	-12.49

20.2 COMBINAZIONI SLU

20.2.1 Persistenti/Transitorie

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

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

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

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

$$M \max = 20.33 \text{ [KN}\cdot\text{m/m]}$$

$$M \min = -18.60 \text{ [KN}\cdot\text{m/m]}$$

20.3 COMBINAZIONI SLE

20.3.1 Combinazioni Rare

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

$$M \max = 15.00 \text{ [KN}\cdot\text{m/m]}$$

$$M \min = -13.74 \text{ [KN}\cdot\text{m/m]}$$

20.3.2 Combinazioni Frequenti

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

$$M \max = 11.71 \text{ [KN}\cdot\text{m/m]}$$

$$M \min = -10.61 \text{ [KN}\cdot\text{m/m]}$$

20.3.3 Combinazioni Quasi Permanenti

$$E_d = E\{ \sum G1_{k,2^a \text{ fase}} + \sum G2_{k,2^a \text{ fase}} + \psi_2 \cdot Q_{k,gruppo 1} \}$$

$$M \max = 1.87 \text{ [KN}\cdot\text{m/m]}$$

$$M \min = -1.24 \text{ [KN}\cdot\text{m/m]}$$

21 DEFORMAZIONI

Si calcolano gli abbassamenti in mezzeria delle travi e le rotazioni in asse appoggi per effetto del peso proprio e dei carichi; i valori sono concordi all'asse Z, cioè valori negativi indicano abbassamenti.

I carichi mobili sono disposti come riportato al paragrafo *Carichi mobili per massimo effetto sulla trave 1*.

Le deformazioni sono calcolate in base a:

E calcestruzzo trave 1a fase	35000000.000	[KN/m ²]
J sezione sola trave	0.209	[m ⁴]
E calcestruzzo trave + getto in opera	34625000.000	[KN/m ²]
J sezione trave + getto in opera	0.520	[m ⁴]

I carichi permanenti portati di seconda fase comprendono:

- pavimentazione stradale;
- lineare di 2a fase: Veletta DX;
- lineare di 2a fase: Veletta SX;
- lineare di 2a fase: Guardrail DX;
- lineare di 2a fase: Guardrail SX;

21.1 ABBASSAMENTI - PRIMA FASE

Trave	peso trave	peso soletta+traversi	carichi aggiuntivi
1	-0.0123	-0.0192	0.0000
2	-0.0123	-0.0159	0.0000
3	-0.0123	-0.0192	0.0000

21.2 ABBASSAMENTI - SECONDA FASE

21.2.1 Carichi permanenti

Trave	peso cordoli	permanenti portati
1	-0.0006	-0.0031
2	-0.0006	-0.0031
3	-0.0006	-0.0031

21.2.2 Carichi da traffico

Trave	Tandem-TS	Distribuito-UDL	Folla marciapiedi	gruppo 1 (tab.5.1.IV)
1	-0.0074	-0.0046	0.0000	-0.0120

RELAZIONE DI CALCOLO IMPALCATI

Trav e	Tandem-TS	Distribuito-UDL	Folla marciapiedi	gruppo 1 (tab.5.1.IV)
2	-0.0060	-0.0035	0.0000	-0.0095
3	-0.0046	-0.0024	0.0000	-0.0070

21.2.3 Combinazione SLE rara - frecce totali di 2a fase

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

Trav e	F max	F min
1	-0.0037	-0.0157
2	-0.0037	-0.0132
3	-0.0037	-0.0107

Freccia massima dovuta ai carichi da traffico $F_{\max,gr1} = -0.0120$ [m] (= L/2087)

21.3 ROTAZIONI AGLI APPOGGI

Le rotazioni positive sono orarie.

	carico	rotazione X=0 [GRAD]	rotazione X=L [GRAD]	
1a fase	peso trave	0.001572	-0.001572	
	peso soletta+traversi+traversi	0.002445	-0.002445	
2a fase	peso cordoli	0.000072	-0.000072	
	permanenti portati	0.000363	-0.000363	
	Traffico: tandem TS	0.000891	-0.000891	
	Traffico: distribuito UDL	0.000438	-0.000438	
	Traffico: folla in carreggiata	0.000316	-0.000316	
	Traffico: folla sui marciapiedi	0.000059	-0.000059	
	Traffico: gruppo 1	0.001359	-0.001359	
	Traffico: gruppo 2	0.000843	-0.000843	
	Traffico: gruppo 3	0.000059	-0.000059	
	Traffico: gruppo 4	0.000375	-0.000375	
		Delta T	0.000000	0.000000

22 VERIFICA TRAVE IN C.A.

22.1.1 Unità di misura

Ove non sia diversamente specificato, le grandezze contenute nella presente relazione sono espresse nelle seguenti unità di misura:

lunghezza	[cm]
forza	[N]
angolo	[rad]

I diametri delle barre di armatura lenta sono sempre espressi in [mm], i diametri dei trefoli di precompressione sono invece espressi in [inch] (= 25.4 [mm]).

22.1.2 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).

22.1.3 Codice di calcolo

La verifica è stata condotta con il codice di calcolo automatico TCAP ed. 9.4 - 02/2019 sviluppato da SIGMAc SOFT - Padova.

Procedura di calcolo tensionale per flessione: PREFLErett vers. TCAP/3.0 09/11 - 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

22.2 DATI DI CALCOLO

22.2.1 Dati geometrici

22.2.1.1 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.

1.1.1.1.1 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 = 70.00

Sbalzo destro = 70.00

In fase di sollevamento:

Sbalzo sinistro = 60.00

Sbalzo sinistro = 60.00

1.1.1.1.2 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	2500.00	2500.00

22.2.2 Armature trave prefabbricata

22.2.2.1 Armature di precompressione pretesate

trefoli :	6/10"		
area trefolo =	139.000	[mm ²]	
acciaio :	prec.fpk=1860		
tensione di tesatura =	135000.00	[N/cm ²]	
area totale A _p =	50.040	[cm ²]	
precompressione totale N _p =	6755400.00	[N]	

RELAZIONE DI CALCOLO IMPALCATI

quota baricentro $Z_{g,p}$ =	15.50	[cm]
------------------------------	-------	------

quota Z	n. trefoli	n. guaine	L guaine
5.00	16	10	130.00
10.00	16	10	130.00
15.00	2		
20.50			
25.50			
31.50			
37.50			
43.60			
60.00			
80.00			
123.00			
129.00			
144.00	2		
N. trefoli=	36	L tot guaine=	2600.00

22.2.2.2 Armatura lenta

Armatura longitudinale :

pos	armatura	y	z	x iniziale	x finale
P1-L1	6Ø8	0.00	6.00	32.00	2608.00
P1-L2	6Ø8	0.00	144.00	32.00	2608.00
P1-L3	2Ø8	0.00	130.00	32.00	2608.00

Armatura trasversale :

pos	armatura	x iniziale	x finale	
P1-S1	4Ø12/20.00	0.00	2640.00	trave+colleg. con soletta
P1-S2	4Ø12/10.00	0.00	500.00	anima trave
P1-S2	(simmetrica)	2140.00	2640.00	

armatura longit. appoggio :

n. barre	Ø	lunghezza	quota z
4	16	192.00	3.00

RELAZIONE DI CALCOLO IMPALCATI

22.2.3 Armature getto in opera

22.2.3.1 Armatura lenta

Armatura longitudinale :

pos	armatura	Y	Z	X iniziale	X finale
S-L1	9Ø14	0.00	145.00	56.00	2444.00
S-L2	9Ø14	0.00	165.00	56.00	2444.00

22.2.4 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.

22.2.4.1 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	C35/45
resistenza caratteristica $R_{ck28,cub}$	4500.00
resistenza al taglio dei trefoli $R_{ckj,cub}$	3850.00
coefficiente sicurezza verifiche a rottura	1.500
modulo elastico	3462548.52
peso specifico	0.0250
ritiro totale	-0.00036
% 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	2.400
% viscosità taglio trefoli-getto soletta	33%
% viscosità da getto soletta a $t=inf.$	67%

Resistenza caratteristica cilindrica a compressione :

a tempo infinito	f_{ck}	$= 0.83 \cdot R_{ck}$	$= 0.83 \cdot 4500.00 = 3735.00$	N/cm ²
al taglio dei trefoli	f_{ckj}	$= 0.83 \cdot R_{ckj}$	$= 0.83 \cdot 3850.00 = 3195.50$	N/cm ²

RELAZIONE DI CALCOLO IMPALCATI

Resistenza di calcolo a compressione :

a tempo infinito	f_{cd}	$= \alpha_{cc} \cdot f_{ck} / \gamma_c$	$= 0.85 \cdot 3735.00 / 1.5 = 2116.50$	N/cm ²
al taglio dei trefoli	f_{cdj}	$= \alpha_{cc} \cdot f_{ckj} / \gamma_c$	$= 0.85 \cdot 3195.50 / 1.5 = 1810.78$	N/cm ²

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

$$f_{cd} = 2116.50 \text{ N/cm}^2$$

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

a tempo infinito	f_{ct}	$= f_{ctm} / 1.2$	$= 335.21 / 1.2 = 279.34$
al taglio dei trefoli	f_{ctj}	$= f_{ctmj} / 1.2$	$= 302.10 / 1.2 = 251.75$

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

al taglio dei trefoli :

σ_c j	$< 0.70 \cdot f_{ckj}$	$= 2236.85$	N/cm ²
-----------------	------------------------	-------------	-------------------

a cadute avvenute :

σ_c	$< 0.6 \cdot f_{ck}$	$= 2241.00$	N/cm ²	(per comb. caratteristica rara)
σ_c	$< 0.45 \cdot f_{ck}$	$= 1680.75$	N/cm ²	(per comb. quasi permanente)

22.2.4.2 Calcestruzzo gettato in opera

Calcestruzzo	C32/40
resistenza caratteristica $R_{ck,cub}$	4000.00
coefficiente sicurezza del materiale	1.5
modulo elastico	3364277.77
peso specifico	0.0250
coeff. di omogeneizzazione con cls travi	0.972

Resistenza caratteristica cilindrica a compressione :

a tempo infinito	f_{ck}	$= 0.83 \cdot R_{ck}$	$= 0.83 \cdot 4000.00 = 3320.00$	N/cm ²
------------------	----------	-----------------------	----------------------------------	-------------------

Resistenza di calcolo a compressione :

a tempo infinito	f_{cd}	$= \alpha_{cc} \cdot f_{ck} / \gamma_c$	$= 0.85 \cdot 3320.00 / 1.5 = 1881.33$	N/cm ²
------------------	----------	---	--	-------------------

RELAZIONE DI CALCOLO IMPALCATI

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

$$f_{cd} = 1881.33$$

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

a tempo infinito	f_{ct}	= $f_{ctm}/1.2$	= $309.89/1.2 = 258.25$
------------------	----------	-----------------	-------------------------

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

σ_c	< $0.6 \cdot f_{ck}$	= 1992.00	N/cm ²	(per comb. caratteristica rara)
σ_c	< $0.45 \cdot f_{ck}$	= 1494.00	N/cm ²	(per comb. quasi permanente)

22.2.4.3 Acciaio per c.a.p.

Acciaio prec.fpk=1860 :

tensione all'1% deform. residua $f_{p(1)k}$	167400.00
Modulo elastico	20600000.00
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 DM 17/01/2018 le tensioni iniziali all'atto della tesatura dei cavi pre-tesi deve rispettare la più restrittiva delle seguenti limitazioni:

$\sigma_{s,pi}$	<= $0.80 \cdot f_{ptk}$	= $0.80 \cdot 184140.00 = 147312.00$	N/cm ²
$\sigma_{s,pi}$	<= $0.90 \cdot f_{p(1)k}$	= $0.90 \cdot 167400.00 = 150660.00$	N/cm 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 (DM 17/01/2018- 4.1.8.1.2 e 4.1.2.2.5.2):

$\sigma_{s,p}$	<= $0.80 \cdot f_{p(1)k}$	133920.00	N/cm ²
----------------	---------------------------	-----------	-------------------

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

RELAZIONE DI CALCOLO IMPALCATI

f_{ptd}	$= f_{p(1)k}/\gamma_s$	$= 167400.00/1.15 = 145565.22$	N/cm ²
-----------	------------------------	--------------------------------	-------------------

22.2.4.4 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}	45000.00
coefficiente sicurezza verifiche a rottura	1.15
modulo elastico	21000000.00
coeff. di omogeneizzazione a cls travi	6

La tensione massima consentita (4.1.2.2.5.2 DM 17/01/2018) nella combinazione rara deve rispettare la seguente limitazione:

σ_s	$\leq 0.80 \cdot f_{yk}$	$= 0.80 \cdot 45000.00 = 36000.00$	N/cm ²
------------	--------------------------	------------------------------------	-------------------

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

f_{yd}	$= f_{yk}/\gamma_s$	$= 45000.00/1.15 = 39130.43$	N/cm ²
----------	---------------------	------------------------------	-------------------

22.2.5 Cadute di tensione

22.2.5.1 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	treccie e trefoli stabilizzati	$\Delta\sigma_{pr} = \sigma_{pi} \cdot [0.66 \cdot \rho_{1000} \cdot e^{9.1\mu} \cdot (t/1000)^{0.75(1-\mu)} \cdot 10^{-5}]$

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

- $\mu = \sigma_{pi}/f_{pk}$;

RELAZIONE DI CALCOLO IMPALCATI

- 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	0.733	0.045	4.52%

22.2.5.2 Ritiro del calcestruzzo

L'accorciamento dovuto al ritiro viene assunto pari a :

prefabbricati $\epsilon_{cs1} = -0.00036$

getto in opera $\epsilon_{cs2} = -0.00032$

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	$-0.00036 \cdot 20600000.00 =$	-	5.43%
		7333.60	

22.2.5.3 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 (DM 17/01/2018-11.2.10.7), pari a :

$\phi_{inf,1} = 2.4$ (cavi pretesi nei prefabbricati)

22.2.5.4 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

22.2.6 Sollecitazioni esterne

<nessun carico applicato in prima fase>

22.3 STATI LIMITE DI ESERCIZIO

22.3.1 Stato Limite delle tensioni in esercizio - procedimento di calcolo

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

PRIMA FASE

- a) al manifestarsi della precompressione
- b) prima del getto in opera
- c) subito dopo il getto in opera

SECONDA FASE

- d) impalcato scarico
- e) impalcato carico

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

$$S = G_1 + G_2 + P + Q$$

dove:

- G_1 = permanenti strutturali
- G_2 = permanenti non strutturali
- P = precompressione
- Q = azioni variabili

22.3.1.1 Verifica al sollevamento

La verifica al sollevamento della trave viene eseguita in fase a).

Incremento dinamico = 0.15

Sbalzo sinistro = 60.00

Sbalzo sinistro = 60.00

22.3.2 Stato limite di fessurazione travi prefabbricate

Per garantire la durabilità della struttura il calcolo di verifica tensionale agli Stati Limite di

RELAZIONE DI CALCOLO IMPALCATI

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>
	$\sigma_{traz.} \leq f_{ctm}/1.2$		

22.3.3 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:

$$E_{travi} = 3462548.52$$

$$E_{soletta} = 3364277.77$$

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

$$\phi_{inf} = 2.4$$

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.

22.3.3.1 Prima fase

VH150 :

	accorciamento [cm]	rotaz. testata sinistra [rad]	rotaz. testata destra [rad]	frecce in mezzera [cm]
al taglio trefoli	-0.6025	0.00449	-0.00449	2.9575
prima del getto in opera	-1.0124	0.00557	-0.00557	3.7839
al getto soletta	-1.0124	0.00355	-0.00355	2.0861
dopo maturazione	-1.0160	0.00356	-0.00356	2.0897

RELAZIONE DI CALCOLO IMPALCATI

22.3.3.2 Seconda fase

Spostamenti X in asse appoggi [cm] :

	dopo maturazione	postesi e	
	soletta	cambio vincoli	t=inf.
Spalla iniziale	0.0000	0.0000	0.0000
Spalla finale	0.0000	0.0000	-0.2261

Rotazioni in asse appoggi [rad] :

	dopo maturazione	postesi e	
	soletta	cambio vincoli	t=inf.
Spalla iniziale	0.00000	0.00000	0.00255
Spalla finale	0.00000	0.00000	-0.00255

Frecce in mezzeria [cm] :

campana		dopo maturazione	postesi e	t=inf.	t=inf.
	X	soletta	cambio vincoli	comb. rara max	comb. rara min
1	1250.00	2.0897	2.0897	3.4272	1.8591

22.4 STATI LIMITE ULTIMI

22.4.1 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.

22.4.2 Stato Limite Ultimo per sollecitazioni taglianti e torcenti

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

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

RELAZIONE DI CALCOLO IMPALCATI

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

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

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

$T_{Rsd} = 2 \cdot A_k \cdot (A_{sw,parete}/s) \cdot f_{yd} \cdot \cot \theta$ (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.

22.4.3 Stato Limite Ultimo per scorrimento tra i getti

Viene calcolato lo sforzo di scorrimento di progetto S_{Edi} tra il calcestruzzo delle travi prefabbricate e quello gettato in opera, e viene confrontato con quello ultimo di interfaccia S_{Rdi} , utilizzando le indicazioni della normativa EN1991-1-1-6.2.5

$$S_{Edi} = \beta \cdot V_{Ed}/z$$

RELAZIONE DI CALCOLO IMPALCATI

in cui:

- β è il rapporto tra la forza longitudinale nell'ultimo getto di calcestruzzo e la forza longitudinale totale in zona compressa o tesa, entrambe calcolate nella sezione considerata, assunto = 1.0
- V_{Ed} è la forza di taglio trasversale di 2^a fase
- z è il braccio della coppia interna della sezione composta

$$S_{Rdi} = b_i \cdot (c \cdot f_{ctd} + \mu \cdot \sigma_n) + A_{sw} / s \cdot f_{yd} \cdot \mu \leq 0.5 \cdot b_i \cdot v \cdot f_{cd}$$

in cui:

Larghezza superficie contatto / spess. tot. anime	b_i/b_w	1.000	[-]
Fattore di coesione tra le superfici	c	0.350	[-]
Resistenza a trazione di progetto	f_{ctd}	144.62	[N/cm ²]
Coefficiente di attrito tra le superfici	μ	0.600	[-]
Compressione normale alle superfici di contatto	σ_n	14.00	[N/cm ²]
Area complessiva staffa di collegamento	A_{sw}	<variabile >	[cm ²]
Passo staffe di collegamento	s	<variabile >	[cm]
Resistenza calcestruzzo più debole	f_{cd}	1881.33	[N/cm ²]

22.5 VERIFICA DELLE SEZIONI

22.5.1 Verifica sezione X=0.00 - Sezione all'appoggio

22.5.1.1 Prima fase: sola trave

Sezione di calcestruzzo :

n.	Y	Z	
1	-48.20	0.00	prefabb.:
2	-66.80	124.00	non reag.trazione
3	-91.50	137.00	
4	-125.00	144.66	
5	-125.00	150.00	
6	-56.50	150.00	
7	-38.20	28.10	
8	-31.30	21.60	
9	0.00	19.00	
10	31.30	21.60	
11	38.20	28.10	
12	56.50	150.00	
13	125.00	150.00	
14	125.00	144.66	

RELAZIONE DI CALCOLO IMPALCATI

n.	Y	Z	
15	91.50	137.00	
16	66.80	124.00	
17	48.20	0.00	fine prefabb.

A	J _f	Z _g
7234.230	20892099.5376	75.38

<nessuna armatura di precompressione pretesa>

Armature lente longitudinali :

n	Z	area	
1	6.00	3.016	6Ø8
2	144.00	3.016	6Ø8
3	130.00	1.005	2Ø8
4	3.00	8.042	armatura longit. appoggio 4Ø16

Sezione ideale (n=15.000)	A _{id}	J _{f,id}	Z _{g,id}
	7460.425	21991442.6853	74.32

Sollecitazioni	M _{esterno}
prima del getto in opera	20746548.15
dopo getto 2a fase	0.00

1.1.1.1.3 Tensioni nei materiali in prima fase

Tensioni sul calcestruzzo	σ _{e,max}	σ _{i,max}
prima del getto in opera	0.00	0.00
dopo getto 2a fase	0.00	0.00

Tensioni sugli acciai	σ _{sp}	σ _{long,max}	pos.	σ _{long,min}	pos.
prima del getto in opera	0.00	0.00		0.00	
dopo getto 2a fase	0.00	0.00		0.00	

1.1.1.1.4 Verifica a rottura per flessione dopo getto 2a fase

<sollecitazioni flettenti nulle>

RELAZIONE DI CALCOLO IMPALCATI

1.1.1.1.5 Verifica a rottura per taglio dopo getto 2a fase

Calcestruzzo:	θ [rad]	b_w	Staffe:	A_{sw}
	0.785	28.40		0.67858

d	K	A_{sl}	ρ_l	σ_{cp}	α_c
147.00	1.369	12.064	0.0029	0.00	1.000

V_{Rd}	V_{Rsd}	V_{Rcd}
151549.05	3512999.93	1988091.95

$$V_{Ed,max} = 750392.42 < 1988091.95$$

22.5.1.2 Seconda fase: trave + getto in opera

Tensioni sul calcestruzzo dopo 28gg dal getto :

	$\sigma_{e,max}$	$\sigma_{i,max}$
trave prefabbricata	0.00	0.00
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 %	3583.36	2.7%
rilassamento acciaio	32.6 %	1989.53	1.5%
viscosità cls	100. 0%	9178.32	6.8%

1.1.1.1.6 Verifiche in esercizio

1.1.1.1.6.1 Verifica tensionale

Sezione di calcestruzzo :

n.	Y	Z	
1	-48.20	0.00	prefabb.:
2	-66.80	124.00	non reag.trazione
3	-91.50	137.00	
4	-125.00	144.66	
5	-125.00	150.00	
6	-56.50	150.00	
7	-38.20	28.10	

RELAZIONE DI CALCOLO IMPALCATI

n.	Y	Z	
8	-31.30	21.60	
9	0.00	19.00	
10	31.30	21.60	
11	38.20	28.10	
12	56.50	150.00	
13	125.00	150.00	
14	125.00	144.66	
15	91.50	137.00	
16	66.80	124.00	
17	48.20	0.00	fine prefabb.
18	-48.20	0.00	
19	-185.00	179.50	getto in opera
20	120.00	179.50	(m=0.972)
21	120.00	150.00	non reag.trazione
22	-185.00	150.00	
23	-185.00	179.50	

A	J _f	Z _g
15976.372	53141284.3178	124.28

<nessuna armatura di precompressione pretesa>

Armature lente longitudinali :

r	Z	area	
1	6.00	3.016	6Ø8
2	144.00	3.016	6Ø8
3	130.00	1.005	2Ø8
4	3.00	8.042	armatura longit. appoggio 4Ø16

Sezione ideale (n=15.000)	A _{id}	J _{f,id}	Z _{g,id}
	16202.566	55544543.6674	123.11

Tensioni sul cls - VH150 :

	$\sigma_{e,max}$	$\sigma_{e,min}$	$\sigma_{i,max}$	$\sigma_{i,min}$
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 Quasi Permanenti	0.00	0.00	0.00	0.00

Tensioni sul cls - getto in opera :

	$\sigma_{e,max}$	$\sigma_{e,min}$	$\sigma_{i,max}$	$\sigma_{i,min}$

RELAZIONE DI CALCOLO IMPALCATI

	$\sigma_{e,max}$	$\sigma_{e,min}$	$\sigma_{i,max}$	$\sigma_{i,min}$
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 Quasi Permanenti	0.00	0.00	0.00	0.00

Tensioni sugli acciai	σ_{sp}	$\sigma_{sl,max}$	pos.	$\sigma_{sl,min}$	pos.
t=inf.-senza carichi	0.00	0.00		0.00	
t=inf.-SLE Rare	0.00	0.00		0.00	
t=inf.-SLE Quasi Permanenti	0.00	0.00		0.00	

1.1.1.1.6.2 Verifica a rottura per flessione t=inf.

<sollecitazioni flettenti nulle>

1.1.1.1.6.3 Verifica rottura per taglio t=inf.

Calcestruzzo:	θ [rad]	bw	Staffe:	A _{sw}
	0.785	28.40		0.67858

d	K	A _{sl}	ρ_l	σ_{cp}	α_c
176.50	1.337	15.080	0.0030	0.00	1.000

V _{Rd}	V _{Rsd}	V _{Rcd}
180077.38	4217989.71	2387062.78

$$V_{Ed,max} = 1808110.20 < 2387062.78$$

$$\text{Trazione per taglio (V=1808110.20)} = 904055.10 \text{ [N]}$$

1.1.1.1.6.4 Forze di scorrimento tra i getti

Con riferimento ad una area di interfaccia tra i getti di 28.400 [cm²] (lunghezza unitaria), gli sforzi di scorrimento tra i getti alla sezione X=0.00 risultano:

max valore di progetto scorrimento interfaccia	6658.59	[N/cm]
min valore di progetto scorrimento interfaccia	0.00	[N/cm]
scorrimento ultimo per coesione ed attrito	±1676.06	[N/cm]
staffe di collegamento	0.2262	[cm ² /cm]
scorrimento ultimo per coesione, attrito, staffe	±6986.71	[N/cm]

RELAZIONE DI CALCOLO IMPALCATI

22.5.2 Verifica sezione X=1130.00 - Sezione di mezzeria

22.5.2.1 Prima fase: sola trave

Sezione di calcestruzzo :

n.	Y	Z	
1	-48.20	0.00	prefabb.:
2	-66.80	124.00	reag.trazione
3	-91.50	137.00	
4	-125.00	144.66	
5	-125.00	150.00	
6	-56.50	150.00	
7	-38.20	28.10	
8	-31.30	21.60	
9	0.00	19.00	
10	31.30	21.60	
11	38.20	28.10	
12	56.50	150.00	
13	125.00	150.00	
14	125.00	144.66	
15	91.50	137.00	
16	66.80	124.00	
17	48.20	0.00	fine prefabb.

A	J _f	Z _g
7234.230	20892099.5376	75.38

Armature di precompressione :

r	Z	area
1	5.00	22.240
2	10.00	22.240
3	15.00	2.780
4	144.00	2.780

Z _{g,p}	A _p
15.50	50.040

Armature lente longitudinali :

r	Z	area	
1	6.00	3.016	6Ø8

RELAZIONE DI CALCOLO IMPALCATI

r	Z	area	
2	144.00	3.016	6Ø8
3	130.00	1.005	2Ø8

Sezione ideale (n=6.000)	A _{id}	J _{f, id}	Z _{g, id}
	7576.693	22412020.7594	73.05

Cadute di tensione prima del taglio trefoli :

	%	$\Delta\sigma_{sp}$	$\Delta\sigma_{sp}/\sigma_{spi}$
ritiro cls	25.5 %	1870.07	1.4%
rilassamento acciaio	41.4 %	2525.96	1.9%

Sollecitazioni	M _{esterno}	N _{precomp.}	M _{precomp.}
t=0 dopo taglio trefoli	137302438.88	-6535422.61	-391354293.26
prima del getto in opera	199239718.70	-6011834.82	-360000800.16
dopo getto 2a fase	351053394.22	-6009989.02	-359890270.09

1.1.1.1.7 Tensioni nei materiali in prima fase

Tensioni sul calcestruzzo	$\sigma_{e, max}$	$\sigma_{i, max}$
t=0 dopo taglio trefoli	-42.62	-1640.98
prima del getto in opera	0.00	0.00
dopo getto 2a fase	-810.86	-776.95

Tensioni sugli acciai	σ_{sp}	$\sigma_{long, max}$	pos.	$\sigma_{long, min}$	pos.
t=0 dopo taglio trefoli	121749. 09	-639.33		-9462.26	
prima del getto in opera	0.00	0.00		0.00	
dopo getto 2a fase	115457. 88	-4669.82		-4857.04	

Cadute di tensione dal taglio trefoli al getto soletta :

	%	$\Delta\sigma_{sp}$	$\Delta\sigma_{sp}/\sigma_{spi}$
ritiro cls	25.5 %	1870.07	1.4%
rilassamento acciaio	25.9 %	1580.25	1.2%
viscosità cls	43.3 %	7013.06	5.2%

RELAZIONE DI CALCOLO IMPALCATI

Cadute di tensione durante maturazione soletta :

	%	$\Delta\sigma_{sp}$	$\Delta\sigma_{sp}/\sigma_{spi}$
ritiro cls	0.1%	10.10	0.0%
rilassamento acciaio	0.1%	5.61	0.0%
viscosità cls	0.1%	21.17	0.0%

1.1.1.1.8 Verifica a rottura per flessione dopo getto 2a fase

Presollecitazione armature pretese : $\epsilon_{sp,z=15.50}=0.00583$

fless.	Z asse neutro	Mr	ϵ_{sup}	Z _{gsup}	ϵ_{inf}	Z _{ginf}
(+)	70.01	839239022.76	-0.00350	150.00	0.00284	5.00
(-)	32.24	-62285567.95	0.01000	144.00	-0.00289	0.00

$$M_{d,max} = 473922082.19 < 839239022.76 \quad K_r=1.771$$

1.1.1.1.9 Verifica a rottura per taglio dopo getto 2a fase

Calcestruzzo:	θ [rad]	b _w	Staffe:	A _{sw}
	0.381	28.40		0.22619

d	K	A _{sl}	ρ_l	σ_{cp}	α_c
145.00	1.371	31.821	0.0077	-831.03	1.250

V _{Rd}	V _{Rsd}	V _{Rcd}
721200.04	2887664.80	1690556.59

$$V_{Ed,max} = 65181.83 < 1690556.59$$

22.5.2.2 Seconda fase: trave + getto in opera

Tensioni sul calcestruzzo dopo 28gg dal getto :

	$\sigma_{e,max}$	$\sigma_{i,max}$
trave prefabbricata	-810.99	-776.36
getto in opera	0.00	0.00

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

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

RELAZIONE DI CALCOLO IMPALCATI

	%	$\Delta\sigma_{sp}$	$\Delta\sigma_{sp}/\sigma_{spi}$
ritiro cls	48.9 %	3583.36	2.7%
rilassamento acciaio	32.6 %	1989.53	1.5%
viscosità cls	56.6 %	9178.32	6.8%

1.1.1.1.10 Verifiche in esercizio

1.1.1.1.10.1 Verifica tensionale

Sezione di calcestruzzo :

n.	Y	Z	
1	-48.20	0.00	prefabb.:
2	-66.80	124.00	reag.trazione
3	-91.50	137.00	
4	-125.00	144.66	
5	-125.00	150.00	
6	-56.50	150.00	
7	-38.20	28.10	
8	-31.30	21.60	
9	0.00	19.00	
10	31.30	21.60	
11	38.20	28.10	
12	56.50	150.00	
13	125.00	150.00	
14	125.00	144.66	
15	91.50	137.00	
16	66.80	124.00	
17	48.20	0.00	fine prefabb.
18	-48.20	0.00	
19	-185.00	179.50	getto in opera
20	120.00	179.50	(m=0.972)
21	120.00	150.00	non reag.trazione
22	-185.00	150.00	
23	-185.00	179.50	

A	J _f	Z _g
15976.372	53141284.3178	124.28

Armature di precompressione :

r	Z	area
1	5.00	22.240
2	10.00	22.240

RELAZIONE DI CALCOLO IMPALCATI

r	Z	area
3	15.00	2.780
4	144.00	2.780

Z _{g,p}	A _p
15.50	50.040

Armature lente longitudinali :

r	Z	area	
1	6.00	3.016	6Ø8
2	144.00	3.016	6Ø8
3	130.00	1.005	2Ø8
4	145.00	13.854	9Ø14
5	165.00	13.854	9Ø14

Sezione ideale (n=6.000)	A _{id}	J _{f,id}	Z _{g,id}
	16485.088	57370256.3797	122.51

Tensioni sul cls - VH150 :

	$\sigma_{e,max}$	$\sigma_{e,min}$	$\sigma_{i,max}$	$\sigma_{i,min}$
t=inf.-senza carichi	-803.37	-803.37	-563.93	-563.93
t=inf.-SLE Rare	-803.37	-1029.32	440.70	* -563.93
t=inf.-SLE Quasi Permanenti	-803.37	-852.48	-347.24	-563.93

Tensioni sul cls - getto in opera :

	$\sigma_{e,max}$	$\sigma_{e,min}$	$\sigma_{i,max}$	$\sigma_{i,min}$
t=inf.-senza carichi	-31.73	-31.73	0.00	0.00
t=inf.-SLE Rare	-31.73	-486.42	0.00	-212.14
t=inf.-SLE Quasi Permanenti	-31.73	-130.24	0.00	-40.32

Tensioni sugli acciai	σ_{sp}	$\sigma_{sl,max}$	pos.	$\sigma_{sl,min}$	pos.
t=inf.-senza carichi	99279.86	86.68		-4762.73	
t=inf.-SLE Rare	101012.64	2291.38		-5823.10	
t=inf.-SLE Quasi Permanenti	0.00	86.68		-4993.62	

1.1.1.1.10.2 Verifica a rottura per flessione t=inf.

RELAZIONE DI CALCOLO IMPALCATI

presollecitazione nelle armature di precompressione :

	Z cavo risult.	$\Delta\epsilon_{sp}$
Armature pretese	15.50	0.00499

fless.	Z asse neutro	Mr	ϵ_{sup}	Z _{g^{sup}}	ϵ_{inf}	Z _{g^{inf}}
(+)	156.51	1159337368.29	-0.00152	179.50	0.01000	5.00
(-)	33.76	-221388345.99	0.01000	165.00	-0.00257	0.00

$$M_{d,max} = 1121946048.73 < 1159337368.29 \quad K_r=1.033$$

1.1.1.1.10.3 Verifica rottura per taglio $t=inf$.

Calcestruzzo:	θ [rad]	bw	Staffe:	A _{sw}
	0.381	28.40		0.22619

d	K	A _{sl}	ρ_l	σ_{cp}	α_c
174.50	1.339	70.932	0.0143	-329.98	1.156

V _{Rd}	V _{Rsd}	V _{Rcd}
545165.63	3475161.50	1881349.39

$$V_{Ed,max} = 461775.22 < 1881349.39$$

Trazione per taglio ($V=461775.22$) = 577219.03 [N]

1.1.1.1.10.4 Forze di scorrimento tra i getti

Con riferimento ad una area di interfaccia tra i getti di 28.400 [cm²] (lunghezza unitaria), gli sforzi di scorrimento tra i getti alla sezione X=1130.00 risultano:

max valore di progetto scorrimento interfaccia	2525.27	[N/cm]
min valore di progetto scorrimento interfaccia	0.00	[N/cm]
scorrimento ultimo per coesione ed attrito	±1676.06	[N/cm]
staffe di collegamento	0.2262	[cm ² /cm]
scorrimento ultimo per coesione, attrito, staffe	±6986.71	[N/cm]

22.5.3 Verifiche in fase transitoria

22.5.3.1 Verifica in fase di sollevamento

Incremento dinamico = 0.15

RELAZIONE DI CALCOLO IMPALCATI

Sbalzo sinistro = 60.00

Sbalzo destro = 60.00